ESTUDIO GEOTÉCNICO

PROYECTO DE IMPLEMENTACIÓN DE UNA PLANTA SOLAR FOTOVOLTAICA EN EL MUNICIPIO DE TIMBIO-CAUCA

UBICADA EN EL LOTE N°2 – BARRIO BOYACA

MUNICIPIO DE TIMBIO - DEPARTAMENTO DEL CAUCA

SOLICITA:

JHONNY ALEJANDRO MUÑOZ GUTIERREZ

ALCALDE MUNICIPAL TIMBIO-CAUCA

ELABORÓ: ING. JOSÉ ANDRÉS MARTÍNEZ DORADO

M.P. 19202 – 81425 DEL COPNIA – CAUCA

INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO, ANÁLISIS Y RECOMENDACIONES DE INGENIERÍA NECESARIOS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LAS OBRAS EN CONTACTO CON EL SUELO

POPAYÁN, DICIEMBRE DE 2025

CONTENIDO

I PROPÓSITO Y CONTENIDO DEL ESTUDIO DE SUELOS....3
II LOCALIZACIÓN DEL SITIO DEL PROYECTO....5
III CRITERIOS GENERALES PARA EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO....6
IV SELECCIÓN DE MUESTRAS Y ENSAYOS DE LABORATORIO....7
V PERFIL ESTRATIGRÁFICO Y DESCRIPCIÓN DE LOS SUELOS ENCONTRADOS....9
VI GEOLOGÍA REGIONAL Y LOCAL....20
VII SISMICIDAD REGIONAL Y LOCAL....22
VIII ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO....25
IX ASENTAMIENTOS....30
- Asentamientos por Consolidación Primaria....30
- Asentamientos elásticos o instantáneos....33
- Asentamientos por Consolidación Secundaria....34

X CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES....35
XI ENSAYOS DE LABORATORIO Y REGISTRO DE PERFORACIÓN....51
XII REGISTROS FOTOGRÁFICOS....52
XIII LOCALIZACIÓN DE SONDEOS....53

I PROPÓSITO Y CONTENIDO DEL ESTUDIO DE SUELOS

El presente informe recopila el conjunto de actividades que comprenden la exploración del subsuelo, los análisis y recomendaciones de ingeniería necesarios para el diseño de las cimentaciones superficiales, en el predio destinado para la construcción e implementación de una planta solar fotovoltaica en el casco urbano del Municipio de Timbío en el Departamento del Cauca.

El Estudio incluye los perfiles estratigráficos de los sondeos realizados, ensayos de laboratorio, plano de localización de perforaciones, recomendaciones pertinentes a la cota de fundación, capacidad portante del suelo de cimentación, tipos de cimientos aplicables, asentamientos probables y demás recomendaciones requeridas para el diseño y construcción de fundaciones acorde al Título H del Código Colombiano de Construcciones Sismoresistentes NSR–2010 y otras bases teóricas disponibles en el Manual de Cimentaciones del Instituto Nacional de Vías, de tal forma que se garantice un comportamiento adecuado del conjunto estructural. A continuación, se presenta la panorámica actual del predio antes de la intervención:



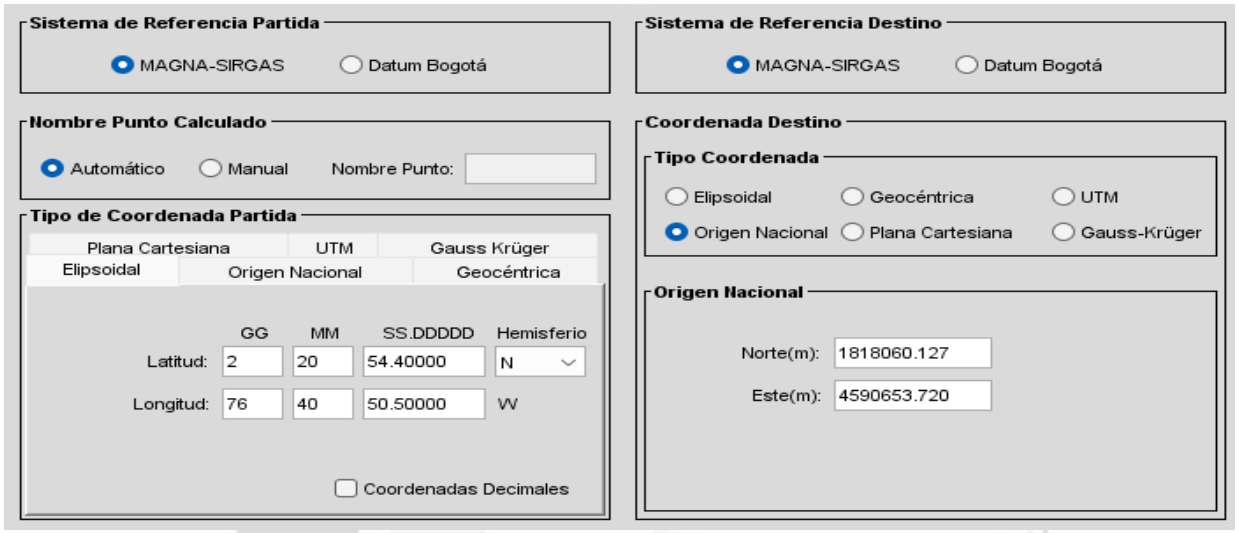




Panorámica actual del predio donde se va a desarrollar el proyecto

II LOCALIZACIÓN DEL SITIO DEL PROYECTO

El sitio del proyecto es el Lote N°2 de propiedad de la Alcaldía Municipal de Timbío, el cual se ubica en el barrio Boyacá, al sureste del casco urbano del Municipio de Timbío en el Departamento del Cauca. Las Coordenadas Geográficas del lugar, para el Sistema de Coordenadas Magna Sirgas, son las siguientes:





Fuente: Google Earth

III CRITERIOS GENERALES PARA EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

De acuerdo a las características del proyecto tecnológico, este se clasifica como una **Unidad de Construcción de Categoría BAJA** según la Tabla H.3.1 – 1 de la Norma NSR -10, ya que se trata de recintos de ocupación normal y cargas verticales menores de 800 KN en columnas.

La norma establece que la investigación del suelo para una Unidad de este tipo se adelante con la perforación de al menos TRES sondeos, mínimo a seis metros de profundidad cada uno, con recuperación de muestras de tal manera que se dé cumplimiento al literal H.3.2.4 – Características y distribución de los sondeos:

a) Los sondeos con recuperación de muestras deben constituir como mínimo el 50% de los sondeos practicados en el estudio definitivo.
b) En los sondeos con muestreo se deben tomar muestras cada metro en los primeros 5 m de profundidad y a partir de allí en cada cambio de material o cada 1.5 m de longitud de sondeo.
c) La tabla H.3.2-1 recomienda que al menos el 50% de los sondeos alcancen una profundidad de 6.0 metros. Sin embargo, dicha profundidad se puede afectar por los siguientes criterios, los cuales deben ser justificados técnicamente:
    - Profundidad en la que el incremento del esfuerzo vertical causado por la edificación sobre el terreno sea el 10% del esfuerzo vertical en la interfaz suelo-cimentación.
    - 1.5 veces el ancho de la losa corrida de cimentación.
    - 2.5 veces el ancho de la zapata de mayor dimensión.
    - En la eventualidad de encontrar roca firme o aglomerados rocosos o capas de suelos muy firmes asimilables a rocas se puede suspender la perforación.
    - En todo caso primará el concepto del ingeniero geotecnista, quien definirá la exploración necesaria siguiendo los lineamientos ya señalados, y en todos los

casos, el 50% de las perforaciones, deberán alcanzar una profundidad por debajo del nivel de apoyo de la cimentación. En algunos casos, a juicio del ingeniero geotecnista responsable del estudio, se podrán remplazar algunos sondeos por apiques o trincheras.

Se efectúan un total de seis sondeos, tres a 6.0 metros y tres a 3.0 metros de profundidad, con ellos se demuestra que el regolito o estrato de suelo tiene un espesor de al menos 6.0 metros, sin encontrar el saprolito, tampoco se registra la presencia de nivel freático. En cada uno de ellos se toman muestras que permiten caracterizar el subsuelo, dando cumplimiento a los encisos del Título H de la Norma NSR-2010 anteriormente descritos.

IV SELECCIÓN DE MUESTRAS Y ENSAYOS DE LABORATORIO

Con los trabajos de exploración y muestreo se planifica la caracterización física y mecánica del subsuelo encontrado, el programa de laboratorio contempló la realización de los siguientes ensayos:

- Se efectúan 19 mediciones del número de golpes de la prueba SPT, encontrando un suelo completamente homogéneo de consistencia firme con 8<Ncampo<25 golpes/pie.
- Sobre las muestras seleccionadas se efectuaron 12 granulometrías y Límites de Atterberg, cuyos resultados aportaron los elementos básicos para el análisis de asentamientos y para la clasificación de los suelos mediante los sistemas de la A.A.S.H.T.O. y S.U.C.S.
- Con las 20 muestras inalteradas de tubos Shelby, se llevaron a cabo compresiones inconfinadas, pesos unitarios, contenidos de humedad y Límites de Atterberg, requeridos para el cálculo de la capacidad portante del suelo de fundación.
- Los valores de las resistencias a compresión simple se aplican para determinar el Perfil de Suelo del sitio del Proyecto, punto de arranque para la determinación de

los coeficientes sísmicos de carácter geotécnico estipulados en el título A de la norma sismo resistente colombiana.

- Con los parámetros de compresibilidad deducidos de la prueba de consolidación, se calculan los asentamientos y capacidad portante que garanticen la estabilidad y funcionalidad de las estructuras, también se elaboran las recomendaciones de tipo constructivo acorde a la Normatividad vigente.
- Se formulan las recomendaciones constructivas acorde a la normatividad vigente en nuestro país.

Hasta aquí se cumple con el enciso H.3.3_ENSAYOS DE LABORATORIO de la Norma NSR-2010, especialmente en lo que refieren los siguientes apartes:

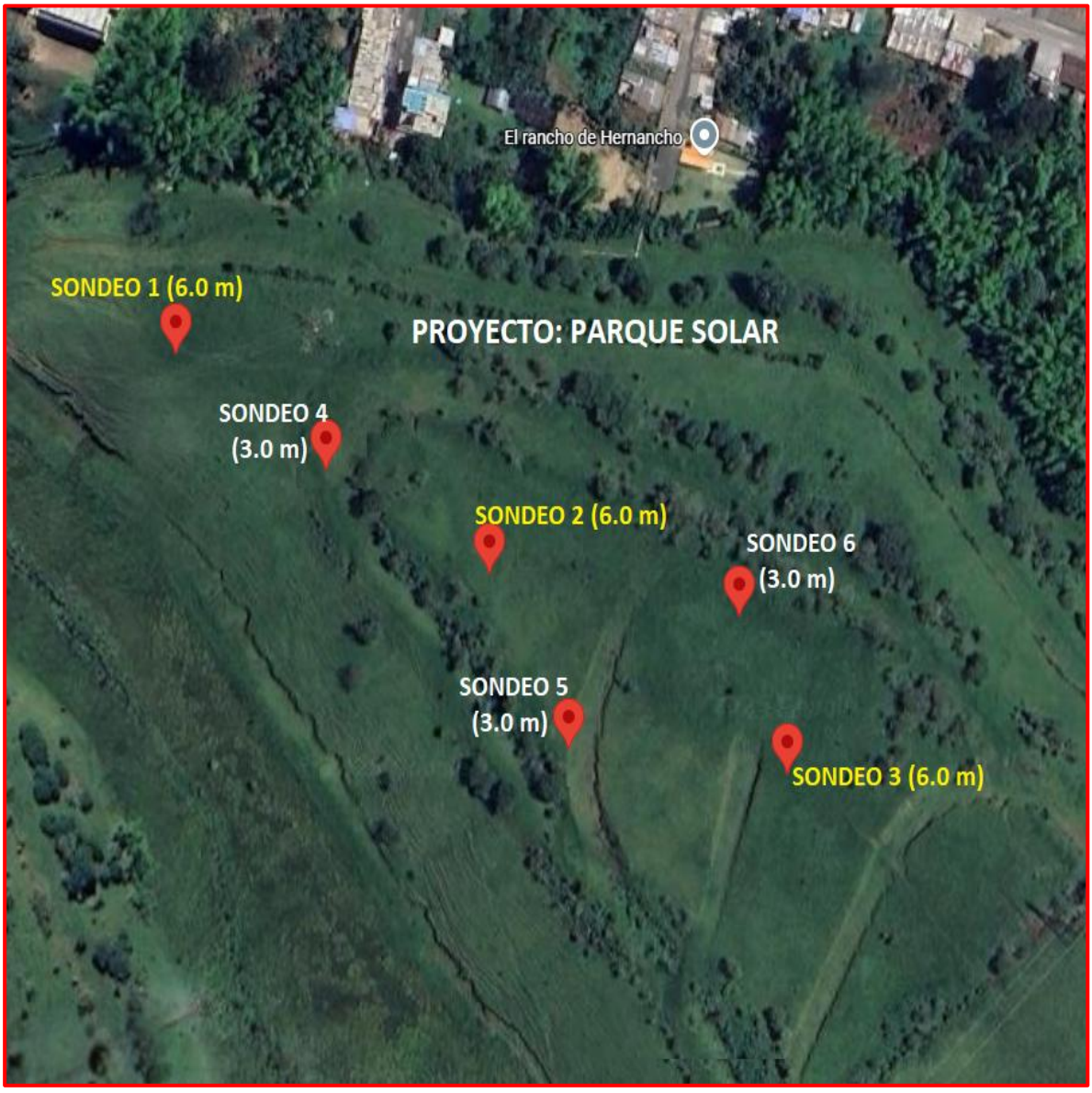
- Las muestras para ejecución de ensayos de laboratorio deberán ser seleccionadas por el ingeniero geotecnista y deberán corresponder a los diferentes materiales afectados por el proyecto (H.3.3.1_Selección de muestras). En este caso el suelo de interés geotécnico es netamente cohesivo.
- El tipo y número de ensayos depende de las características propias de los suelos o rocas por investigar, del alcance del proyecto y del criterio del ingeniero geotecnista (H.3.3.2_Tipo y número de ensayos).

En virtud de la similitud de los resultados de las pruebas de compresión simple, granulometría y Límites de Atterberg y basado en la norma, se considera que el número de pruebas de laboratorio es más que suficiente y representativo, ya que se tiene claridad de la clasificación del suelo y de su caracterización física y mecánica, que permiten hallar los parámetros geotécnicos necesarios para el diseño de una Unidad de Construcción de Categoría Baja.

V PERFIL ESTRATIGRÁFICO Y DESCRIPCIÓN DE LOS SUELOS ENCONTRADOS

Para mayor entendimiento de la caracterización de los suelos encontrados en el área del estudio, los resultados se agrupan por cuadros resumen y el perfil estratigráfico deducido a partir de la superficie, de la siguiente manera:

UBICACIÓN DE LOS SONDEOS EN PLANTA



PERFIL ESTRATIGRÁFICO

PROFUNDIDAD (mts)	SONDEO 1	SONDEO 2	SONDEO 3	SONDEO 4	SONDEO 5	SONDEO 6	PROFUNDIDAD (mts)
0							0
0.10							0.10
0.20	COBERTURA VEGETAL						0.20
0.30							0.30
0.40							0.40
0.50							0.50
0.60							0.60
0.70							0.70
0.80							0.80
0.90	MH			MH	MH		0.90
1							1
1.25							1.25
1.50							1.50
1.75							1.75
2				MH			2
2.25							2.25
2.50							2.50
2.75							2.75
3							3
3.25				FÍN DE LA PERFORACIÓN			3.25
3.50							3.50
3.75							3.75
4	MH						4
4.25							4.25
4.50							4.50
4.75							4.75
5							5
5.25							5.25
5.50							5.50
5.75							5.75
6							6
6.25							6.25
6.50							6.50
6.75	FÍN DE LA PERFORACIÓN						6.75
7							7

Convenciones:

MH: Limo inorgánico de alta plasticidad

PARÁMETROS DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS COHESIVOS

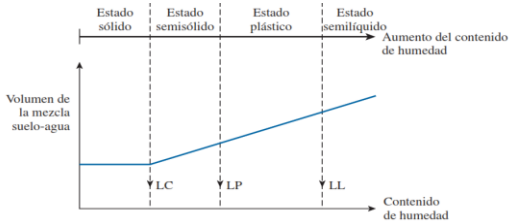
Indice de plasticidad: $IP = LL - LP$

Indice de liquidez: $IL = \frac{W-LP}{IP}$

Límite de contracción: $LC = \frac{46.4LL - 43.5IP}{IP + 46.4}$

Indice de consistencia: $IC = \frac{LL-W}{IP}$

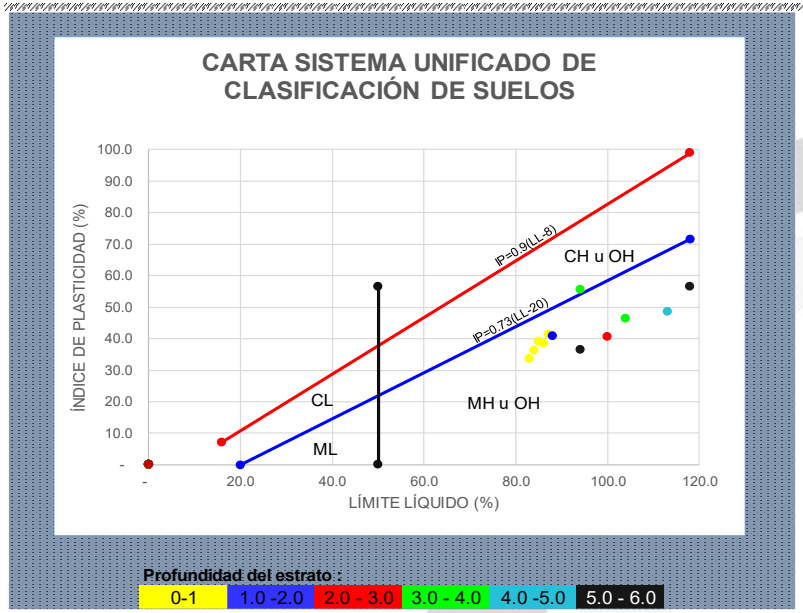
CONSITENCIA SUELO COHESIVO	ÍNDICE DE CONSISTENCIA
Líquida	Ic<0.5
Blanda	0.5<Ic<0.75
Rígida	0.75<Ic<1.0
Dura	Ic>1.0

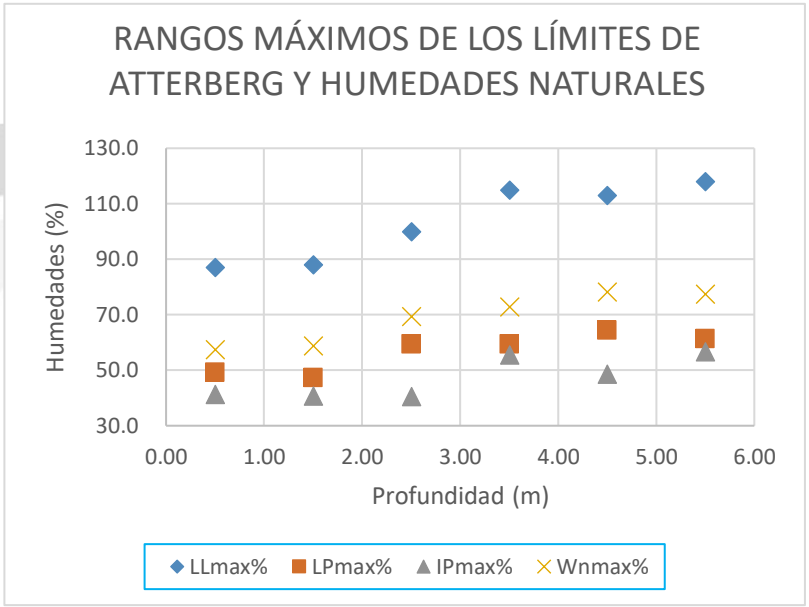


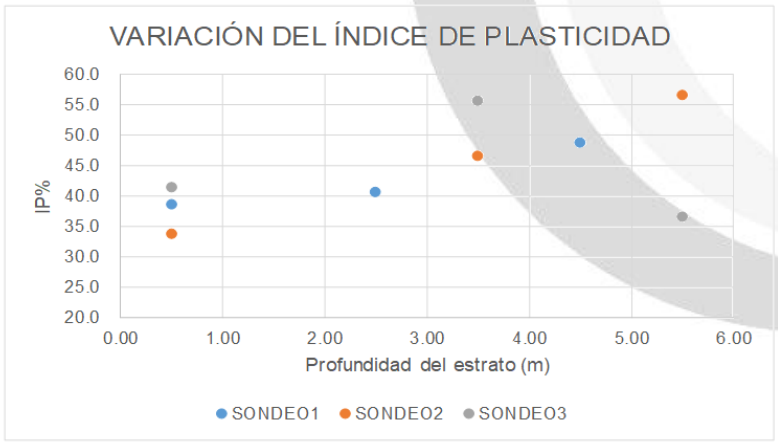
CUADRO RESUMEN DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS Y LIMITES DE ATTERBERG

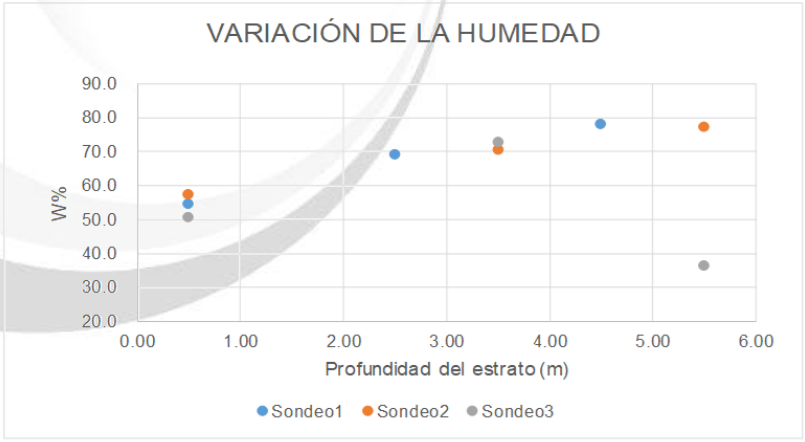
SONDEO	Df (m)		CLASIFICACIÓN DE SUELOS Y LÍMITES DE ATTERBERG											GRADACIONES				CONSISTENCIA
	De	α	SUELO	LL%	LP%	IP%	LC%	W%	IL	IC	CONSISTENCIA	AASHTO	IG	%RET-4	Pasa-4	Pasa-4 Ret-200	Pasa-200	
1	0.00	1.00	MH	86.0	47.4	38.6	27.2	54.6	0.19	0.81	RIGIDA	A-7-5	45	0.0	100.0	10.1	89.9	Plástico
1	2.00	3.00	MH	100.0	59.4	40.6	33.0	69.4	0.25	0.75	BLANDA	A-7-5	51	0.0	100.0	10.0	90.0	Plástico
1	4.00	5.00	MH	113.0	64.3	48.7	32.9	78.3	0.29	0.71	BLANDA	A-7-5	43	0.0	100.0	9.0	91.0	Plástico
2	0.00	1.00	MH	83.0	49.2	33.8	29.7	57.4	0.24	0.76	BLANDA	A-7-5	41	0.0	100.0	9.8	90.2	Plástico
2	3.00	4.00	MH	104.0	57.5	46.5	30.2	70.8	0.29	0.71	BLANDA	A-7-5	56	0.0	100.0	10.0	90.0	Plástico
2	5.00	6.00	MH	118.0	61.4	56.6	29.3	77.4	0.28	0.72	BLANDA	A-7-5	68	0.0	100.0	9.8	90.2	Plástico
3	0.00	1.00	MH	87.0	45.6	41.4	25.5	50.7	0.12	0.88	RIGIDA	A-7-5	47	0.0	100.0	9.8	90.2	Plástico
3	3.00	4.00	MH	115.0	59.4	55.6	28.6	72.8	0.24	0.76	BLANDA	A-7-5	66	0.0	100.0	10.0	90.0	Plástico
3	5.00	6.00	MH	94.0	57.4	36.6	33.4	36.6	-0.57	1.57	DURA	A-7-5	28	0.0	100.0	9.8	90.2	Semisólido
4	1.00	2.00	MH	88.0	47.2	40.8	26.5	58.9	0.29	0.71	BLANDA	A-7-5	48	0.0	100.0	9.9	90.1	Plástico
5	0.00	1.00	MH	85.0	45.7	39.3	26.1	54.5	0.22	0.78	RIGIDA	A-7-5	45	0.0	100.0	10.2	89.8	Plástico
6	0.00	1.00	MH	84.0	47.6	36.4	27.9	55.1	0.21	0.79	RIGIDA	A-7-5	43	0.0	100.0	9.9	90.1	Plástico

El Artículo H.2.5 de la NSR-2010 establece los criterios para establecer la diferencia entre suelos no cohesivos o granulares y suelos cohesivos. El Literal H.2.5.1 (b) indica que todos los materiales en los cuales 30% o menos del peso pase por el tamiz No. 200 y que tengan límite líquido LL ≤ 30% e índice plástico IP ≤ 10% se considera como suelos no cohesivos o granulares. Por tanto para este caso los suelos encontrados son netamente cohesivos.


CARTA SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS
ÍNDICE DE PLASTICIDAD (%)
LÍMITE LÍQUIDO (%)
IP=0.9(LL-8)
IP=0.73(LL-20)
CH u OH
CL
MH u OH
ML
Profundidad del estrato :
0-1
1.0 -2.0
2.0 - 3.0
3.0 - 4.0
4.0 -5.0
5.0 - 6.0


RANGOS MÁXIMOS DE LOS LÍMITES DE ATTERBERG Y HUMEDADES NATURALES
Humedades (%)
Profundidad (m)
LLmax%
LPmax%
IPmax%
Wnmax%


VARIACIÓN DEL ÍNDICE DE PLASTICIDAD
IP%
Profundidad del estrato (m)
SONDEO1
SONDEO2
SONDEO3


VARIACIÓN DE LA HUMEDAD
W%
Profundidad del estrato (m)
Sondeo1
Sondeo2
Sondeo3

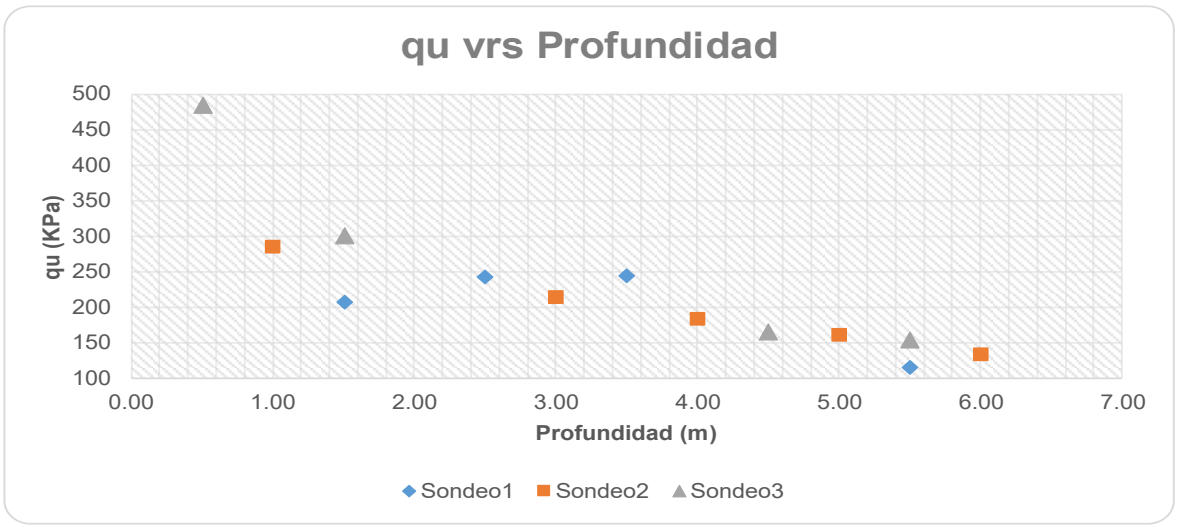
CARACTERIZACIÓN DE SUELOS COHESIVOS

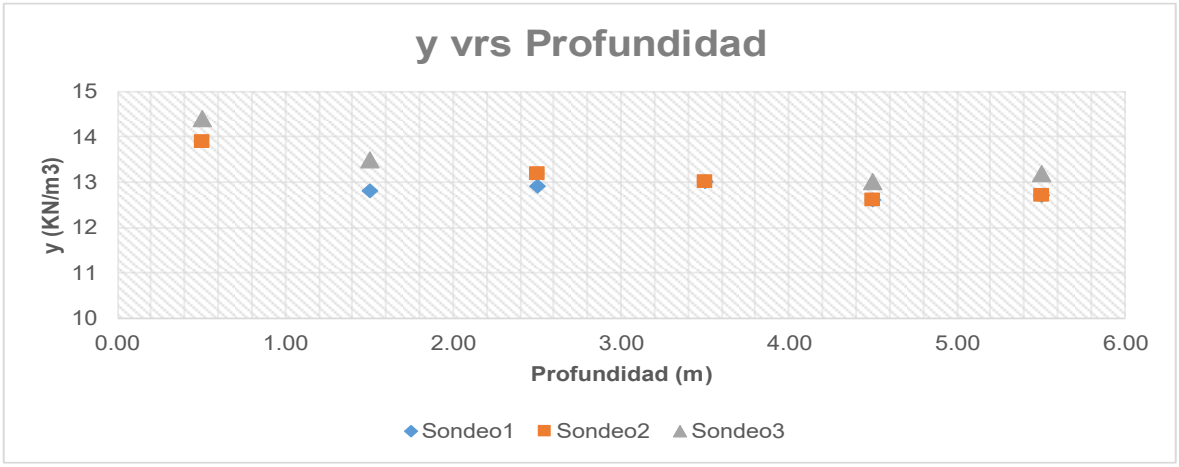
Unidades: Compresión Simple : qu (KPa) ; Peso Unitario Húmedo : y (KN/m3); Peso Unitario Seco : yd (KN/m3); Cohesión no drenada: Su (KPa)

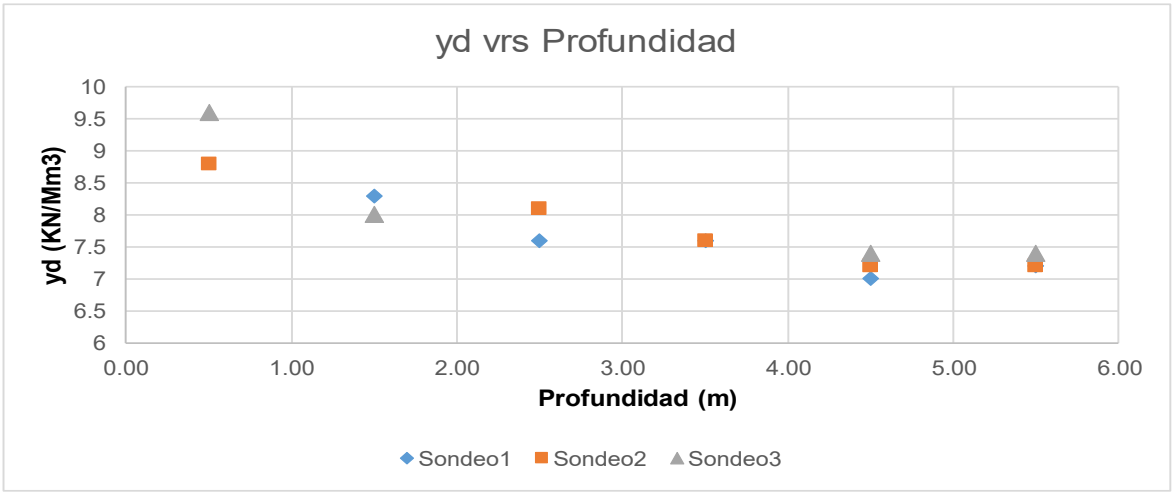
Consistencia del Suelo (Terzaghi y Peck): MUY BLANDA :qu< 24.5 KPa; BLANDA: 24.5<qu<49.0 KPa; MEDIANA: 49<qu<98.0 KPa; FIRME : 98.0<qu<196.1 KPa; MUY FIRME : 196.1<qu<392.3 KPa, DURA: qu>392.3 Kpa

CUADRO RESUMEN DE RESULTADOS DE COMPRESIÓN SIMPLE, PESOS UNITARIOS HÚMEDOS Y SECOS

Prof (m)		dfm	SUELO	SONDEO 1			SUELO	SONDEO 2			SUELO	SONDEO 3			SUELO	SONDEO 4			SUELO	SONDEO 5			SUELO	SONDEO 6			VALOR MEDIO			
De	a		TIPO	qu	y	yd	TIPO	qu	y	yd	TIPO	qu	y	yd	TIPO	qu	y	yd	TIPO	qu	y	yd	TIPO	qu	y	yd	qu	Su	y	yd
0.00	1.00	0.50					MH	284.20	13.9	8.8	MH	485.10	14.4	9.6	MH	235.2	13.1	8.2	MH	248.92	13.3	8.6	MH	259.70	13.1	8.5	302.62	151.31	13.56	8.74
1.00	2.00	1.50	MH	207.00	12.8	8.3					MH	299.88	13.5	8.0													253.44	126.72	13.15	8.15
2.00	3.00	2.50	MH	242.06	12.9	7.6	MH	213.64	13.2	8.1					MH	199.92	12.6	7.5	MH	222.46	13	8.1	MH	187.18	12.6	7.7	213.05	106.53	12.86	7.80
3.00	4.00	3.50	MH	244.02	13.0	7.6	MH	183.26	13	7.6																	213.64	106.82	13.00	7.60
4.00	5.00	4.50	MH	99.96	12.6	7.0	MH	160.72	12.6	7.2	MH	165.62	13	7.4													142.10	71.05	12.73	7.20
5.00	6.00	5.50	MH	115.64	12.7	7.2	MH	132.3	12.7	7.2	MH	153.86	13.2	7.4													133.93	66.97	12.87	7.27
Resistencia a la compresión inconfinada (Ref. Terzaghi y Peck)											***FIRME***																***200.0***	***100.0***	***13.00***	***7.50***
Prof. Nivel Freático (m)			N/A				N/A				N/A				N/A				N/A				N/A						***Prof. De diseño del N.F.***	


qu vrs Profundidad
qu (KPa)
500
450
400
350
300
250
200
150
100
0.00
1.00
2.00
3.00
4.00
5.00
6.00
7.00
Profundidad (m)
Sondeo1
Sondeo2
Sondeo3


y vrs Profundidad
y (KN/m3)
15
14
13
12
11
10
0.00
1.00
2.00
3.00
4.00
5.00
6.00
Profundidad (m)
Sondeo1
Sondeo2
Sondeo3


yd vrs Profundidad
yd (KN/Mm3)
10
9.5
9
8.5
8
7.5
7
6.5
6
0.00
1.00
2.00
3.00
4.00
5.00
6.00
Profundidad (m)
Sondeo1
Sondeo2
Sondeo3

CORRECCIONES AL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

Fuente: Código Colombiano de Diseño de Puentes CCP-2014, Sección 10 - 10.4.6.2.4, pág: 10-19

Los valores N del SPT deben corregirse por eficiencia del martillo. Dicha correlación se determina como:

$$N_{60} = (ER/60\%)N$$

N60: Número de golpes del SPT, corregido por eficiencia del martillo (golpes/30cm).

ER: Eficiencia del martillo expresada como porcentaje de la energía de caída libre teórica suministrada por el sistema de martinete utilizado realmente (porcentaje)

N: Número de golpes en campo del SPT (no corregido) (golpes/30 cm)

Cuando el número de golpes del SPT ha sido corregido por presión de sobrecarga y por eficiencia del martillo, el número de golpes resultante (corregido) debe denotarse como $N1_{60}$, determinado como:

$$N_{160} = C_N N_{60}$$

Energía teórica, producto de una caída totalmente libre:

$$Et = 63.5\,kg\,x\,9.81g\,x\,0.76m = 473.43\,N\,m = 473.43\,J$$

Máxima energía transmitida en el ensayo, calculada a traves de la fuerza y velocidad del equipo empleado:

Equipo tipo: Martillo tipo Dona

Peso martillo:W= 63.5 kg

Altura de caída:H= 0.76 m

$$EMX = W\,x\,9.81g\,x\,H$$

EMX= 473.43 N m

Eficiencia de la energía transmitida con respecto a la teórica:

Dispositivo de golpeo: Manual

Corrección recomendada: 0.45

$$ER = \frac{EMX*0.45}{Et}$$

ER= 0.45

Factor de corrección por energía, normalizada al 60% de eficiencia:

$$CE = \frac{ER}{0.60} = 0.75$$

Número de golpes normalizado al 60% de eficiencia:

$$N60 = \frac{ER}{0.60} N = N\,x\,CE$$

Consistencia del Suelo (Según Terzaghi y Peck) : MUY BLANDA < 2 Golpes; BLANDA: 2-4 Golpes; MEDIA: 4-8 Golpes; FIRME : 8-15 Golpes; MUY FIRME : 15-30 Golpes, DURA: >30 Golpes

CUADRO RESUMEN DE RESULTADOS DE ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)																						
Prof (m)		med	SONDEO 1			SONDEO 2			SONDEO 3			SONDEO 4			SONDEO 5			SONDEO 6			N_{60min}	CONSISTENCIA
De	a		SUELO	N	N60	SUELO	N	N60	SUELO	N	N60	SUELO	N	N60	SUELO	N	N60	SUELO	N	N60		
1.00	2.00	1.50	MH	21	16	MH	21	16	MH	25	19	MH	18	14	MH	16	12	MH	18	14	12	FIRME
2.00	3.00	2.50	MH	22	17	MH	17	13	MH	17	13	MH	18	14	MH	17	13	MH	16	12	12	FIRME
3.00	4.00	3.50	MH	10	8	MH	19	14	MH	16	12										8	MEDIANA
4.00	5.00	4.50	MH	12	9	MH			MH	13	10										9	FIRME
5.00	6.00	5.50				MH	14	11	MH	13	10										10	FIRME

PROPIEDADES MECANICAS DEL DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE LOS VALORES CORREGIDOS DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

Capítulo 4 - Caracterización de suelos y rocas (Manual de Cimentaciones para carreteras INVIAS)

$$N_{160} = C_N N_{60}$$

$C_n = 1 - (K \log Rs)$ [4.33]

$N1_{60}$: Valor de N que corresponde a una hinca normalizada del 60% de energía, adimensional, donde se incluye la corrección por confinamiento.

C_n: Factor de corrección por confinamiento.

Rs: Parámetro de estandarización para un esfuerzo vertical de referencia equivalente a 1 kg/cm^2.

(Marcuson: K=1.41←Rs<1; K=0.92←Rs≥1)

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA A PARTIR DEL VALOR DE N160, EXPRESIÓN DE KISHIDA:

$$\emptyset' = 15° + \sqrt{18\left(\frac{N160}{Rs}\right)^{0,5}}$$

DENSIDAD RELATIVA HOLTZ Y GIBBS

$$Dr = -2,5 + 0,63N - 0,89\frac{N}{\sigma' V} + 16,89\left(\frac{N}{\sigma' V}\right)^{\frac{1}{2}}$$

N160: Valor normalizado o corregido de la prueba SPT (golpes/pie)
σ'v:Esfuezo efectivo (Kg/cm2)
Dr: Densidad relativa (%)

DENSIDAD RELATIVA MEYERHOFF (1957)

$$D_r = \left\{\frac{N_{60}}{\left[17 + 24\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)\right]}\right\}^{0.5}$$

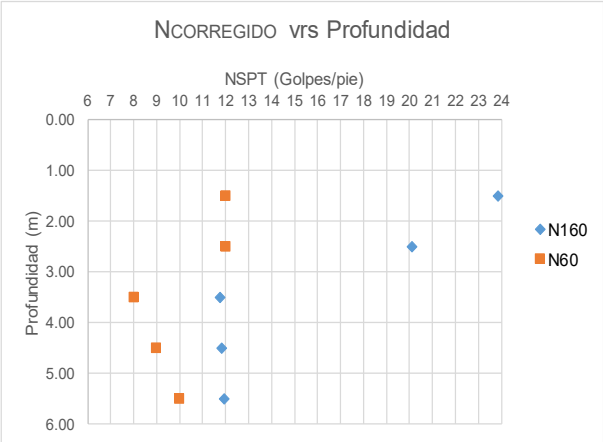
N60: Número de golpes del SPT, corregido por eficiencia del martillo (golpes/pie).
Pa: Presión atmosférica del sitio
Pa= 101.4 Kpa, para Popayán
σ'v: Esfuezo efectivo (KPa)

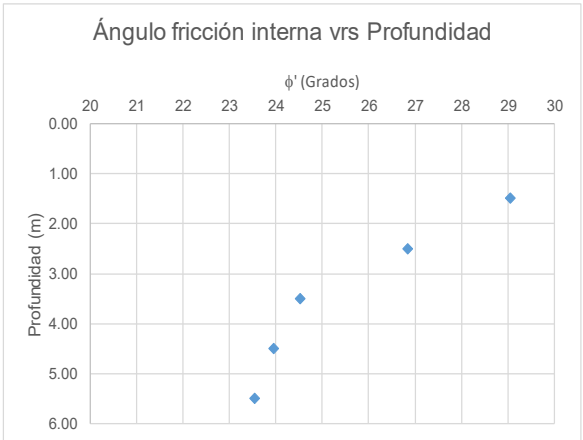
Peso unitario húmedo del suelo: y=	***13.000 KN/m3***
Hay presencia de Nivel Freático: S/N	***N***
Posicion del Nivel Freatico, NF(m) =	
Peso unitario saturado del suelo, ysat=	***14.447 KN/m3***

Densidad relativa (%) según Terzaghi y Peck

0-15	*Muy suelto*	*50-65*	*Medianamente denso*
15-35	*Suelto*	*65-85*	*Denso*
35-50	*Medianamente suelto*	*>85*	*Muy denso*

Prof (m)		Z (m)	CORRECCIÓN DEL VALOR DE N PARA UNA HINCA NORMALIZADA DEL 60% DE ENERGÍA (Golpes/pie)								Ángulo de fricción interna	Densidad relativa Dr%)	
De	a		N60	σv (KPa)	μ(KPa)	σ'v (KPa)	Rs	K	Cn	N160 (Golpes/pie)	Ø'	Holtz y Gibbs	Meyerhoff (1957)
1.00	2.00	1.50	12	19.500	0.000	19.500	0.199	1.410	1.99	24	29	90.8	74.5
2.00	3.00	2.50	12	32.500	0.000	32.500	0.331	1.410	1.68	20	27	87.7	69.7
3.00	4.00	3.50	8	45.500	0.000	45.500	0.464	1.410	1.47	12	25	67.4	53.7
4.00	5.00	4.50	9	58.500	0.000	58.500	0.597	1.410	1.32	12	24	62.6	54.0
5.00	6.00	5.50	10	71.500	0.000	71.500	0.729	1.410	1.19	12	24	58.8	54.3
									Valores representativos:	***12***	***24***	***Media a Densa***	





CAPÍTULO H.9 NSR10_ CONDICIONES GEOTÉCNICAS ESPECIALES

Tabla H.9.1-1
Clasificación de suelos expansivos

Potencial de expansión	Expansión (%) medida en consolidómetro bajo presión vertical de 0.07 kgf/cm^2	Límite líquido LL, en (%)	Límite de contracción en (%)	Índice de plasticidad, IP, en (%)	Porcentaje de partículas menores de una micra (μ)	Expansión libre EL en (%), medida en probeta
Muy alto	> 30	> 63	< 10	> 32	> 37	> 100
Alto	20 – 30	50 – 63	6 – 12	23 – 45	18 – 37	> 100
Medio	10 –20	39 – 50	8 – 18	12 –34	12 – 27	50 100
Bajo	< 10	< 39	> 13	< 20	< 17	< 50

Tabla 4.74. Susceptibilidad de los suelos a la tubificación

SUSCEPTIBILIDAD DE LOS SUELOS A LA TUBIFICACIÓN	
Gran resistencia a la tubificación	1. Arcillas muy plásticas (Ip >15%).Bien compactadas 2. Arcillas muy plásticas (Ip>15%). Deficientemente compactadas
Resistencia media a la tubificación	3. Arenas bien gradadas o mezclas de arena y grava, con contenido de arcillas de plasticidad media (Ip>6%).Bien compactadas 4. Arenas bien graduadas o mezclas de arena y grava, con contenido de arcillas de plasticidad media (Ip>6%).Deficientemente compactadas 5. Mezcla no plástica, bien graduadas y bien compactadas, de grava, arena y limo con Ip < 6%
Baja resistencia a la tubificación	6. Mezcla no plástica, bien graduadas y deficientemente compactada, de grava, arena y limo con Ip < 6% 7. Arenas limpias, finas, uniformes (Ip < 6%), bien compactadas 8. Arenas limpias, finas, uniformes (Ip < 6%), deficientemente compactadas

Fuente: Manual de cimentaciones para carreteras del Invias (2012)

IDENTIFICACIÓN DE LA COLAPSABILIDAD EN FUNCIÓN DE LA PROFUNDIDAD DEL ESTRATO H.9.3.

$$\gamma_{dcrit} = \frac{\gamma_w}{(1/G_s)+w_\ell}$$

Gs: Gravedad específica
yd: Peso unitario seco (KN/m3)
wl: Límite líquido en tanto por uno
yw= 9.81 (KN/m3): Peso unitario del agua

H.9.3.3.1 — *Criterio de evaluación* — De esta manera, puede decirse que si:

$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcirt}} > 1$ el suelo es estable o expansivo, y si

$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcirt}} \leq 1$ el suelo es colapsable

VALORACIÓN DE SUELOS CON CONDICIONES GEOTÉCNICAS ESPECIALES (H.9_NSR10)																
H.9.1.3_ IDENTIFICACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS Y SUSCEPTIBILIDAD A LA TUBIFICACIÓN										H.9.3_IDENTIFICACIÓN DE SUELOS COLAPSABLES						
SONDEO	Prof (m)	Suelo Tipo	LL%	LP%	IP	Wn%	Weq%	POTENCIAL EXPANSIÓN	SUSCEPTIBILIDAD TUBIFICACIÓN	Gs	yw (KN/m3)	w/	γ_{dcrit} (KN/m3)	yd(KN/m3)	γ_d/γ_{dcrit}	CONDICIÓN
1	0.5	MH	86.0	47.4	38.6	54.6	44.0	MUY ALTO	Gran resistencia	2.528	9.81	0.86	7.81	8.3	1.06	Estable
1	2.5	MH	100.0	59.4	40.6	69.4	50.6	MUY ALTO	Gran resistencia	2.528	9.81	1	7.03	7.6	1.08	Estable
1	4.5	MH	113.0	64.3	48.7	78.3	56.7	MUY ALTO	Gran resistencia	2.528	9.81	1.13	6.43	7	1.09	Estable
2	0.5	MH	83.0	49.2	33.8	57.4	42.6	MUY ALTO	Gran resistencia	2.528	9.81	0.83	8.00	8.8	1.10	Estable
2	3.5	MH	104.0	57.5	46.5	70.8	52.5	MUY ALTO	Gran resistencia	2.528	9.81	1.04	6.83	7.6	1.11	Estable
2	5.5	MH	118.0	61.4	56.6	77.4	59.1	MUY ALTO	Gran resistencia	2.528	9.81	1.18	6.23	7.2	1.16	Estable
3	0.5	MH	87.0	45.6	41.4	50.7	44.5	MUY ALTO	Gran resistencia	2.528	9.81	0.87	7.75	9.6	1.24	Estable
3	3.5	MH	115.0	59.4	55.6	72.8	57.7	MUY ALTO	Gran resistencia	2.528	9.81	1.15	6.35	7.4	1.17	Estable
3	5.5	MH	94.0	57.4	36.6	36.6	47.8	MUY ALTO	Gran resistencia	2.528	9.81	0.94	7.35	7.4	1.01	Estable
4	1.5	MH	88.0	47.2	40.8	58.9	45.0	MUY ALTO	Gran resistencia	2.528	9.81	0.88	7.69	8.2	1.07	Estable
5	0.5	MH	85.0	45.7	39.3	54.5	43.6	MUY ALTO	Gran resistencia	2.528	9.81	0.85	7.88	8.6	1.09	Estable
6	0.5	MH	84.0	47.6	36.4	55.1	43.1	MUY ALTO	Gran resistencia	2.528	9.81	0.84	7.94	8.5	1.07	Estable

H.9.1.4 _ HUMEDAD DE EQUILIBRIO

Se ha definido la humedad de equilibrio como aquella que corresponde a la avidez natural del suelo por el agua, si la humedad natural es inferior, el suelo buscara satisfacerla, proceso en el cual tiene lugar la expansión:

Weq = 0.47 * LL + 3.6 *(Fuente: H.6.1.4 Titulo H NSR-1998)*

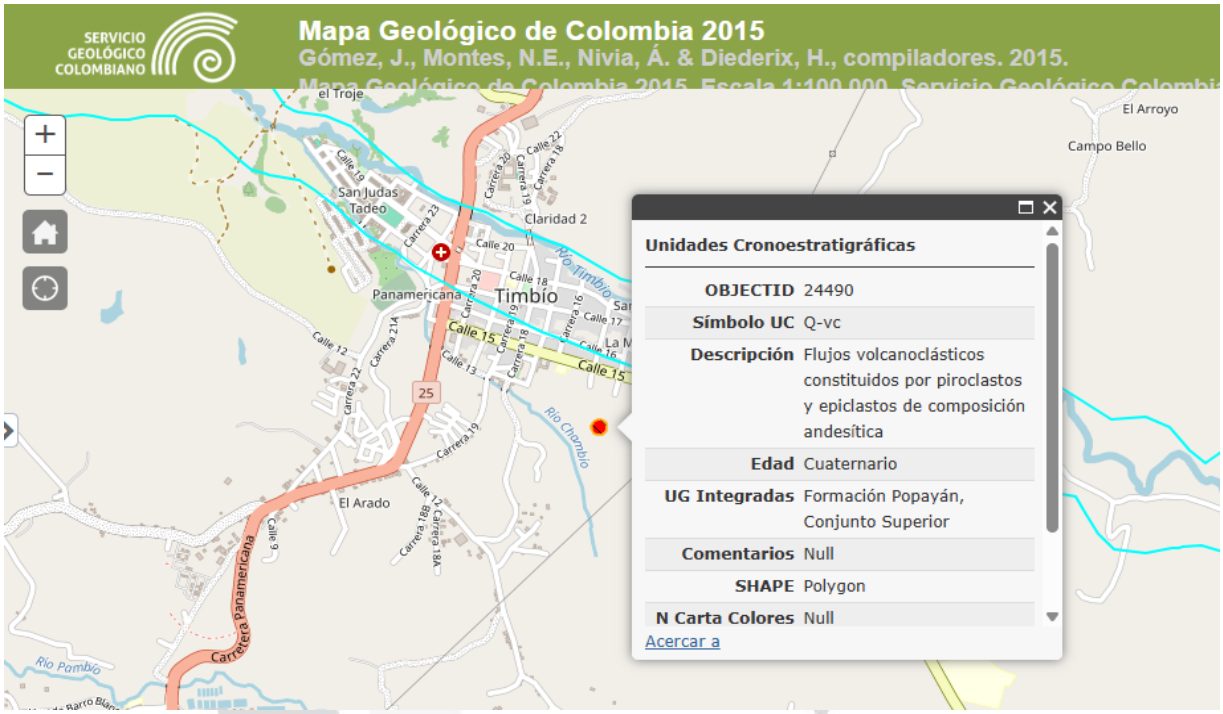
LL: Límite líquido en tanto por uno

La norma NSR-2010 en el literal *H.9.1.3 – Identificación de los suelos expansivos*, permite fijar un criterio a partir de la observación del comportamiento de edificaciones vecinas, en cuanto a señales de asentamientos diferenciales, perdida de verticalidad, fisuras en los pisos o muros, etc, como resultado de procesos de expansión y contracción volumétrica del suelo.

Las viviendas que existen en este sector del casco urbano del Municipio de Timbio no presentan ningún tipo de fisura en sus muros. Los pisos internos no exhiben ningún tipo de fractura o hundimiento propio de los procesos de expansión. Los concretos de los andenes perimetrales y los pisos de antejardines no presentan deformaciones. La vía de acceso no muestra ahuellamientos por hinchamiento o contracción. Los suelos limosos tienen una estructura mineralogica que no es susceptible a los esfuerzos de hinchamiento o contracción.

El numeral *H.9.1.4 – Humedad de equilibrio* – introduce un concepto adicional en la identificación de suelos expansivos. Se define la humedad de equilibrio como aquella que corresponde a la avidez natural del suelo por el agua, si la humedad natural es inferior, el suelo buscara satisfacerla, proceso en el cual se da la expansión. En el cuadro de la página anterior se observa que la humedad natural a nivel superficial es mayor que la humedad de equilibrio, por tanto, la probabilidad de expansión del suelo es mínima. Los valores de índice de plasticidad en el rango de 33.8 a 56.6% son propios de suelos que no son susceptibles a la tubificación. No hay presencia de nivel freático en las prospecciones realizadas, pero los rangos de humedad natural son altos, por tanto, el estrato limoso tiene un grado de saturación elevado que lo hace susceptible a la compresibilidad con el incremento de cargas. Se descarta la presencia de suelos colapsables o metastables. En términos generales generales el depósito de suelo en la zona de influencia del proyecto es muy competente.

VI GEOLOGÍA REGIONAL Y LOCAL



El Municipio de Timbio en su casco urbano se localiza según la cartografía geológica del Departamento del Cauca dentro del cuadrángulo N–6 que pertenece a la Formación Popayán (Q-vc), nombre con el que se denomina a los depósitos casi enteramente volcánicos, que ocupan la vasta altiplanicie de Popayán. Según su nomenclatura estratigráfica corresponde al Cuaternario y está compuesto por tobas volcánicas y aglomeráticas, cuyas bombas constan principalmente de andesitas de diferentes tipos y con ellas, alternan las tobas volcánicas ordinarias y bancos o capas de cascajos. En el altiplano las tobas están profundamente descompuestas, dando lugar a flujos de lodos o cenizas de caída de colores café a amarillo con propiedades bauciticas.

En detalle, las Geoformas de la Formación Popayán se pueden agrupar en dos grandes unidades, de acuerdo a sus rasgos litológicos, estratigráficos, fisiográficos, topográficos y grado de meteorización: La unidad constituida por la meseta intercordillerana del valle

del Río Cauca y la conformada por las montañas del flanco occidental de la cordillera central, cubiertas casi siempre, por cenizas de caída de gran espesor.



De una manera local el barrio Boyacá hace parte de una zona compuesta por depósitos de flujos volcano clásticos constituidos por piroclastos y epiclastos derivados de andesitas, que datan del Cuaternario y que están asociados al Conjunto Superior de la Formación Popayán (Q-vc).

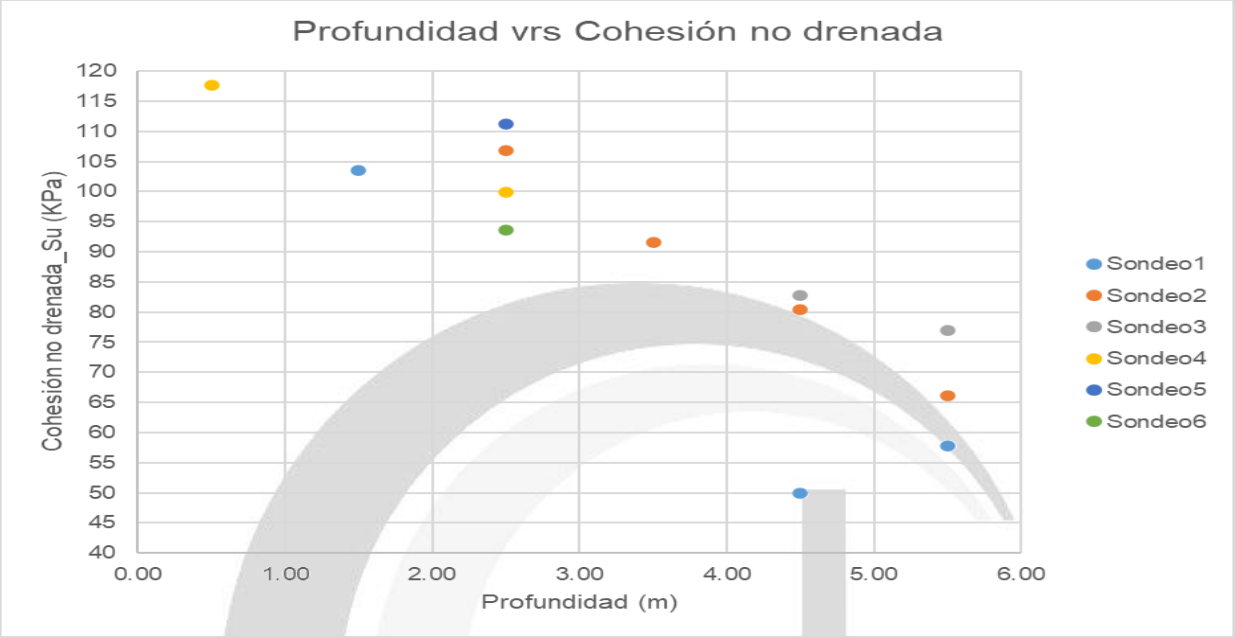
Para nuestro caso en particular el Perfil Estratigráfico se ajusta a los parámetros geológicos locales ya que los limos analizados por su tonalidad amarilla y amarilla, son característicos de los suelos volcánicos, con alto contenido de alofana en su esqueleto mineral, lo que les da un poder de adsorción alto. Eso explica las humedades y Limites de Atterberg tan altos.

VII SISMICIDAD REGIONAL Y LOCAL

El Municipio de Timbío hace parte de una región montañosa reciente y de gran actividad tectónica, por ende es susceptible de ser afectado por movimientos sísmicos de diferente intensidad originados por los sistemas de fallas de profundidad variable que atraviesan tanto su territorio, como la región: Respuestas al proceso de colisión con sus formaciones y el vulcanismo. Ahora se procede a relacionar la información geotécnica del Proyecto con una serie de parámetros consagrados en el Capítulo A.2 de la Norma de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-2010 con el objeto de prescribir un procedimiento que determine los efectos en los movimientos sísmicos de diseño de la transmisión de las ondas sísmicas en el suelo existente debajo de la edificación, los cuales se detallan a continuación:

Tabla A.2.4-1
Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $\bar{v}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s> $\bar{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100$ kPa (≈1 kgf/cm²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $\bar{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	50 > $\bar{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈1 kgf/cm²) > $\bar{s}_u \geq 50$ kPa (≈0.5 kgf/cm²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s > $\bar{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP > 20 w ≥ 40% 50 kPa (≈0.50 kgf/cm²) > $\bar{s}_u$



TIPO DE PERFIL DE SUELO POR EL CRITERIO DE LA VELOCIDAD DE ONDA CORTANTE

ESTRATO	PROF.		N160	Vs	Vs	Vs	Vs	Vs	Vs	NSR-10 (PERFIL) TABLA A.2.4.1
	De (m)	a (m)	golpes/ pie	OHTA Y GOTO Vs=85,34*N SPT^0,348	IMAI Y YOSHIMURA Vs=76*N SPT^0,33	OHBA Y TORIUMI Vs=84*N SPT^0,31	OKAMOTO V s (m/seg) = 125* (N1)^0,3	J.A. Vs=100*N^(1/3)	PROMEDIO (m/s)	
MH	1.00	2.00	24	257.42	216.52	224.60	273.59	287.92	252.91	D
MH	2.00	3.00	20	242.54	204.63	213.00	251.16	271.96	237.64	D
MH	3.00	4.00	12	201.22	171.42	180.36	192.06	227.42	195.62	D
MH	4.00	5.00	12	201.73	171.83	180.76	192.75	227.97	196.13	D
MH	5.00	6.00	12	202.25	172.25	181.17	193.46	228.53	196.65	D

Los valores de cohesión no drenada entre 50 y 100 KPa, los datos de SPT normalizados asociados a velocidades de onda cortante en el rango de 180 a 360m/s, corresponden a un Perfil de Suelo Tipo D.

Movimientos Sísmicos de Diseño (Capítulo A.2)		
Nivel de Amenaza Sísmica según los Artículos A.2.2 y A.2.3 de la NSR - 2010		**Valor**
Departamento	Cauca	
Municipio	Timbio	
Código del Municipio según Apéndice A-4		19807
Coef. de aceleración pico efectiva del sitio del proyecto (Aa)		0.25
Coef. de velocidad pico efectiva del sitio del proyecto (Av)		0.20
Valor mayor entre Aa y Av		0.25
Nivel de Amenaza Sísmica (A.2.3)		ALTA
Región según Mapa de Amenaza Sísmica (Tabla A.2.3-1)		5
Efectos Locales (A.2.4)		**Valor**
A.2.4.3.2- Número de Golpes ponderado del Ensayo de Penetración Estándar N_{160}		12
A.2.4.3.3- Cohesión no drenada (Su < 250 KPa)		100.0
A.2.4.3.4- Índice de Plasticidad Máximo del Perfil de Suelo (%)		56.6
A.2.4.3.4- Humedad Natural máxima del Perfil de Suelo (%)		78.3
A.2.4.4- Definición del Tipo de Perfil de Suelo		**D**
A.2.4.5.5- Coef. amplificación de la aceleración en la zona de periodos cortos,por efectos de sitio (Fa)		1.3
A.2.4.5.6- Coef. de amplificación de la aceleración en la zona de periodos intermedios (Fv)		2.0
Coeficiente de Importancia (A.2.5)		**Valor**
A.2.5.1- Grupo de Uso	**Estructura de Ocupación Normal**	GRUPO I
Coeficiente de Importancia (I)		1

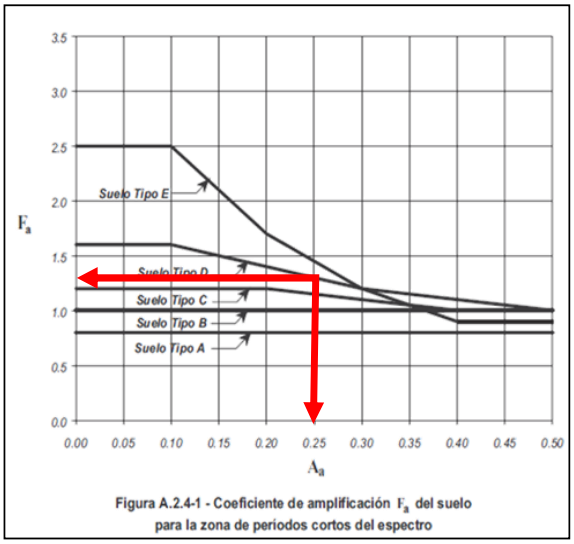


Figura A.2.4-1 - Coeficiente de amplificación F_a del suelo para la zona de periodos cortos del espectro

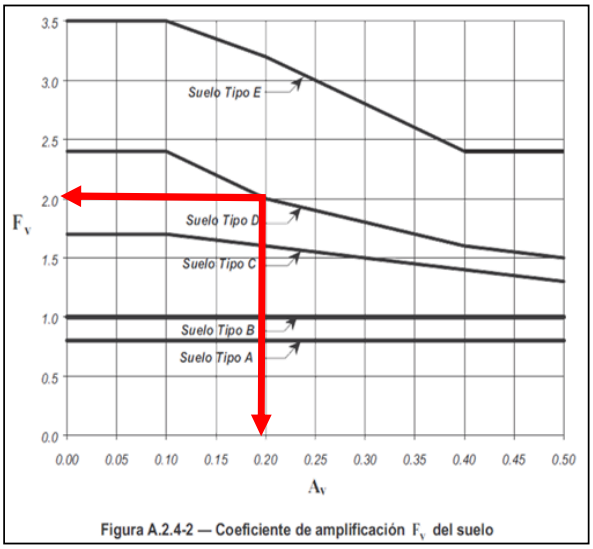


Figura A.2.4-2 — Coeficiente de amplificación F_v del suelo

Fa = 1.3

Fv= 2.0

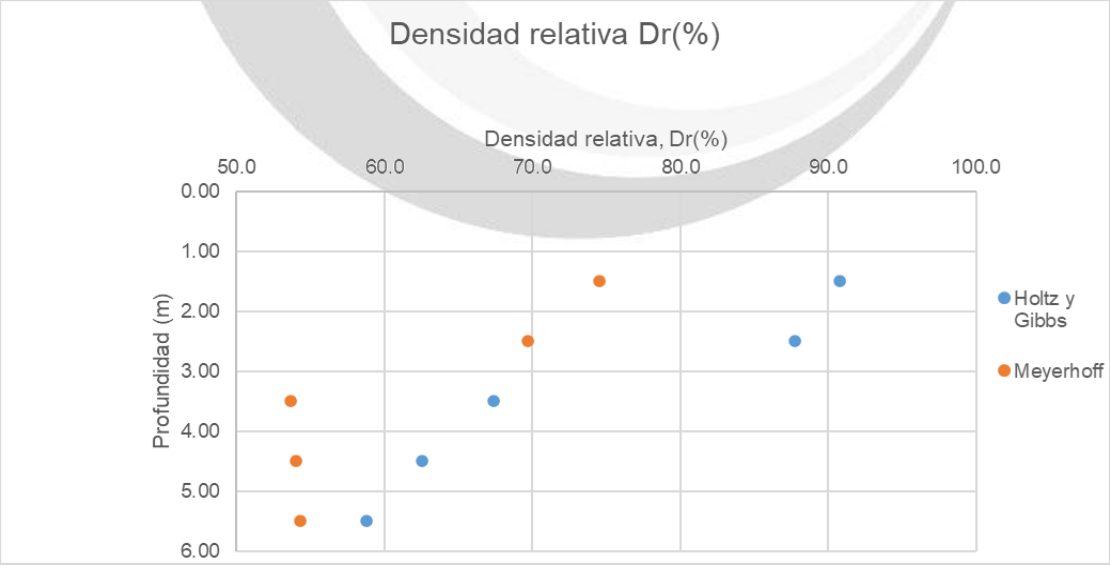
VIII ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

1- Se aplican los criterios básicos de diseño de cimentaciones superficiales. El objetivo principal del presente estudio es analizar el comportamiento y determinar la capacidad de carga de cimentaciones aisladas y continuas bajo las condiciones geotécnicas del suelo de fundación.

2- El nivel de desplante en estos casos permite proteger las obras en contacto con el suelo de los efectos del intemperismo y a su vez aporta resistencia a los esfuerzos verticales y a las fuerzas laterales del diseño sísmico.

3- La profundidad de desplante Df se mide a partir del nivel de piso terminado de los recintos o áreas de operación de la planta solar fotovoltaica. Como la capacidad de carga del depósito de suelo limos es buena, se analizan profundidades de empotramiento Df de 0.60 a 1.20 metros. Se entiende que todo suelo orgánico debe ser removido de las áreas de implantación del proyecto de energía.

4- Análisis de Capacidad Portante: Como el suelo de fundación es competente se aplican las expresiones de Terzaghi para suelos cohesivos asumiendo una falla general por corte.



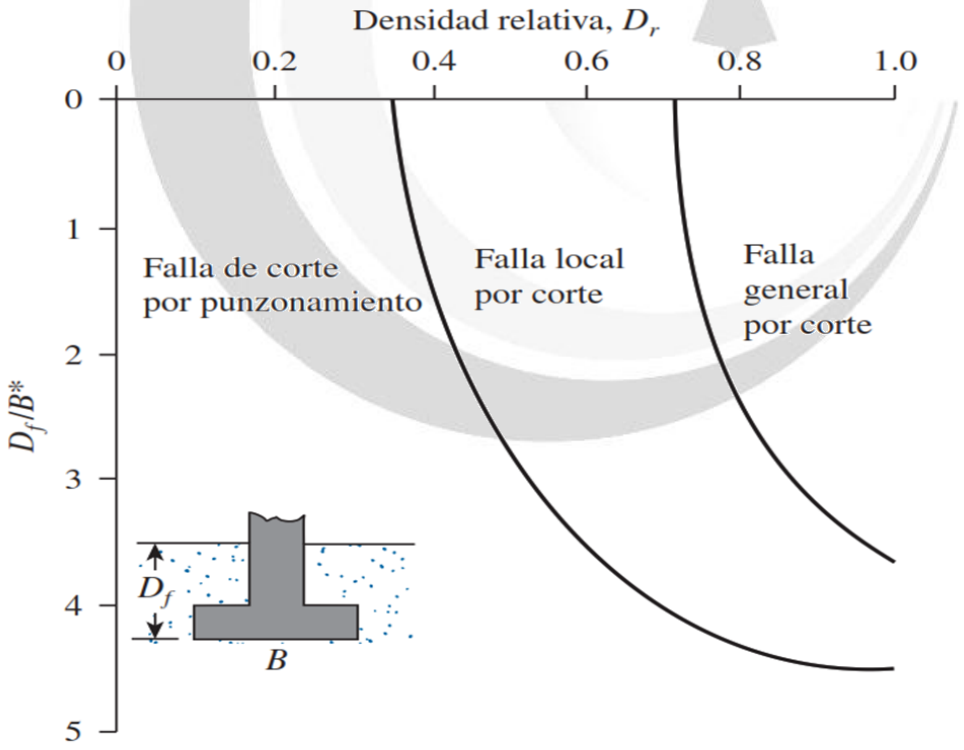
CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE MÉTODO DE TERZAGHI

DETERMINACIÓN DEL MODO DE FALLA DE LA CIMENTACIÓN

Densidad relativa del suelo de fundación:

DENSIDAD RELATIVA HOLTZ Y GIBBS	DENSIDAD RELATIVA MEYERHOFF (1957)
$Dr = -2{,}5 + 0{,}63N - 0{,}89\frac{N}{\sigma'V} + 16{,}89\left(\frac{N}{\sigma'V}\right)^{\frac{1}{2}}$	$D_r = \left\{\frac{N_{60}}{\left[17 + 24\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)\right]}\right\}^{0.5}$

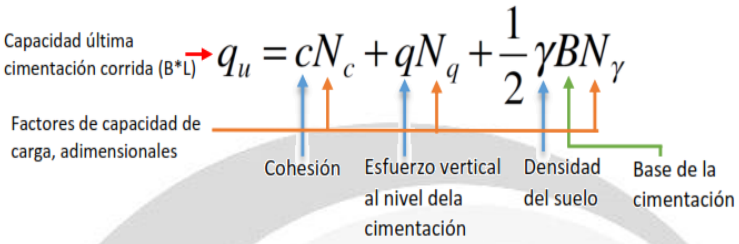
Profundidad	N60	N160	Densidad relativa			
m	Golpes/pie	Golpes/pie	Holtz y Gibbs	Meyerhoff (1957)	Dr (%)	Descripción
1.0-2.0	12	24	90.75	74.51	74.51	Denso
2.0-3.0	12	20	87.74	69.71	69.71	Denso
3.0-4.0	8	12	67.39	53.67	53.67	Med. Denso
4.0-5.0	9	12	62.56	54.02	54.02	Med. Denso
5.0-6.0	10	12	58.79	54.29	54.29	Med. Denso



Tipo de falla: **General por corte**

Cimentaciones cuadradas

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$



Nc, Nq, Nγ: Factores de capacidad de carga que son función del ángulo de fricción del suelo. En suelos netamente cohesivos Ø = 0º.

Para Ø = 0º, Nc = 5.70, Nq = 1, Nγ= 0

q = γ Df : Sobrecarga efectiva, en KN/m2

Df : Profundidad de entrada del cimiento en el suelo, en m

γ : Peso Específico ponderado del suelo en estudio, en KN/m3

B : Ancho del cimiento, en m

C = Su = qu / 2, Cohesión ponderada del suelo sin drenar. En KN/m2

5- Capacidad Portante de Cimientos Superficiales por el Método de Esfuerzos de Trabajo para la Combinación de Carga Muerta + Carga Viva Normal según la tabla H.4.7-1 de la Norma NSR 2010

$q_{ult} = q_{adm} / Fs$; Fs ≥ 3

Para efectos de diseño el Factor de Seguridad se asume Fs=3

6- Carga Neta de Contacto: El ingeniero calculista debe determinar las cargas verticales del peso propio + carga muerta + carga viva de cada estructura (Cargas de Servicio) para luego dividirlas por un área o ancho de zapata propuesto, de tal manera que chequee por Capacidad Portante y por Asentamientos.

qn = Ps / A y para todos los casos qp ≥ qn

Dónde:

Ps: Cargas de servicio transmitidas por una columna o muro de la estructura (Tn)

A: Área de la zapata propuesta (m2).

El Coeficiente de Balasto está definido como el valor obtenido del cociente entre el incremento de presión de contacto (q) y el desplazamiento esperado (δ) tal como aparece a continuación:

Ks = q / δ (KN/m3)

Es decir es una relación conceptual entre la presión admisible del suelo y la deformación del suelo, que es muy usada en el diseño por el Método Flexible de zapatas continuas y losas de fundación. Existen diferentes expresiones que nos permiten correlacionar la información de campo y obtener un valor racional de este término también conocido como Coeficiente de Winkler.

En este caso se aplica el Método de Bowles cuya expresión se relaciona con la capacidad última de carga y una deformación esperada de 25 mm:

Ks (KN/m3) = 40 q_{adm} (KN/m2)

CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE MÉTODO DE TERZAGHI PARA FALLA GENERAL POR CORTE

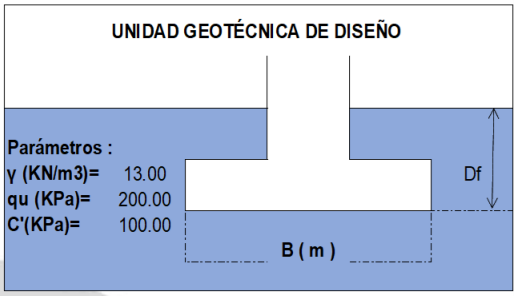
Datos Básicos:

qu	200.00	(KN/m²)	C'	100.00	(KN/m²)	y	13.00	(KN/m³)
Φ	0.00	(grados)	senΦ	0.000		tgΦ	0.000	

Factores de Capacidad de Carga según Terzaghi:

Nc=	5.70	$Nq =$	1.00	Ny=	0.00

$$N_c = \cot\phi\left[\frac{e^{2(3\pi/4-\phi/2)\tan\phi}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi}{2}\right)}-1\right] = \cot\phi(N_q-1) \qquad N_q = \left[\frac{e^{2(3\pi/4-\phi/2)\tan\phi}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi}{2}\right)}\right] \qquad N_\gamma = \frac{1}{2}\left[\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi}-1\right]\tan\phi$$



CIMENTACIONES CUADRADAS:
qult=1.3*c'*Nc + q*Nq +0.40*y*B*Ny

Df=	0.6 m	Df=	0.8 m	Df=	1.0 m	Df=	1.2 m
qult=	748.8 KN/m2	qult=	751.4 KN/m2	qult=	754.0 KN/m2	qult=	756.6 KN/m2
Fs=	3	Fs=	3	Fs=	3	Fs=	3
qadm=	249.60 KN/m2	qadm=	250.47 KN/m2	qadm=	251.33 KN/m2	qadm=	252.20 KN/m2
Kb=	9,984 KN/m3	Kb=	10,019 KN/m3	Kb=	10,053 KN/m3	Kb=	10,088 KN/m3

CIMENTACIONES CONTINUAS O CORRIDAS:
qult=c'*Nc + q*Nq +0.50*y*B*Ny

Df=	0.6 m	Df=	0.8 m	Df=	1.0 m	Df=	1.2 m
qult=	577.8 KN/m2	qult=	580.4 KN/m2	qult=	583.0 KN/m2	qult=	585.6 KN/m2
Fs=	3	Fs=	3	Fs=	3	Fs=	3
qadm=	192.6 KN/m2	qadm=	193.5 KN/m2	qadm=	194.33 KN/m2	qadm=	195.20 KN/m2
Kb=	7,704 KN/m3	Kb=	7,739 KN/m3	Kb=	7,773 KN/m3	Kb=	7,808 KN/m3

CAPACIDAD PORTANTE DE CIMIENTOS SUPERFICIALES

Teniendo en cuenta el análisis anterior, se define la capacidad portante ultima de las cimentaciones propuestas de acuerdo a su geometría, a la profundidad de desplante recomendada y a la categoría de cargas que va a soportar la estructura, este valor se afecta por los factores de seguridad indirectos establecidos en la Tabla H.4.7-1 para verificar el comportamiento de la edificación por asentamientos en condiciones de servicio y bajo la influencia del sismo:

Tabla H.4.7-1
Factores de Seguridad Indirectos F_{SICP} Mínimos

Condición	F_{SICP} Mínimo Diseño
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.5

CIMENTACIÓN TIPO	Df	CAPACIDAD DE CARGA (KPa)			Kbalasto
	m	qult	qsísmico	qadm	KN/m3
Aislada	0.70	748.8	499.2	249.6	9984
Contínua	0.70	577.80	385.20	192.6	7704

IX ASENTAMIENTOS

- **Asentamientos por Consolidación Primaria**

Esta deformación se da a lo largo del tiempo y ocurre principalmente en suelos cohesivos cuando son sometidos a una carga creciente causada por la construcción de una cimentación. Para nuestro caso se considera como carga crítica aquella que ocasione un asentamiento de 5.0 cm, que es un valor admisible por la Norma NSR-2010 para las dimensiones de cimentación propuestas y para la profundidad de empotramiento o desplante señalada.

De acuerdo al perfil estratigráfico el suelo cohesivo o estrato consolidable tiene un espesor de más de 6.0 metros, lo cual coincide con la descripción geológica de esta zona de Timbío (Cauca). El grado de saturación es mayor del 82%, se considera que el bulbo de presiones de las zapatas aisladas se aproxime a 2*B y el de las contínuas a 3*B, sin influencia de nivel freático. Los parámetros de compresibilidad se deducen de la prueba de consolidación de una muestra tomada en el sondeo 3:

Resultados ensayo de Consolidación Unidimensional:

Sondeo N°	3		Suelo tipo:	MH
Profundidad muestra:	Pf inicial :	2.8	Pf final :	3.4 m
Presión de preconsolidación : σ'c	3.30 Kg/cm2		323.6 KN/m2	
Humedad natural ponderada; w=	0.783			
Gravedad Específica, Gs=	2.528			
Relación de Vacios Inicial, eo=	1.758			
Peso Unitario Húmedo del suelo, y=	13.00 KN/m3			
Peso Unitario Seco del suelo, yd=	7.50 KN/m3			
Peso Unitario Saturado, ysat=	14.45 KN/m3			
Peso Unitario Sumergido, y'= ysat-yw=	4.64 KN/m3			
Grado de saturación, Sr=	82.43 %			

$$ysat = yd - \frac{yd}{Gs} + yw$$

$$Sr = \frac{w*Gs*y}{(1+w)*Gs*yw-y}$$

Esfuerzo efectivo en la mitad del estrato consolidable:

σv= Pf * ys = 40.30 KN/m2

Ahora se halla el Radio de Sobreconsolidación:

RSC = σ'c/σv = 8.03 > 1.8

Se concluye que el suelo cohesivo en su estado natural se encuentra en estado SOBRECONSOLIDAD0 (SC)

De acuerdo al análisis de capacidad portante por esfuerzo límite de falla de las cimentaciones aisladas y contínuas, la presión de contacto fluctúa de 192.6 a 249.6 KPa. De esta manera se deduce que ni siquiera en las condiciones extremas de diseño, las presiones de sobrecarga para la categoría del proyecto alcanzan el esfuerzo de preconsolidación, por tanto, la tendencia del asentamiento se aproxima a la trayectoria de recompresión. Para este caso el asentamiento por consolidación primaria se proyecta usando el coeficiente de expansión (Cs) en la ecuación general:

CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE RECOMPRESIÓN (Cs) EN SUELOS SOBRECONSOLIDADOS

Pendiente de la rama de recompresión:

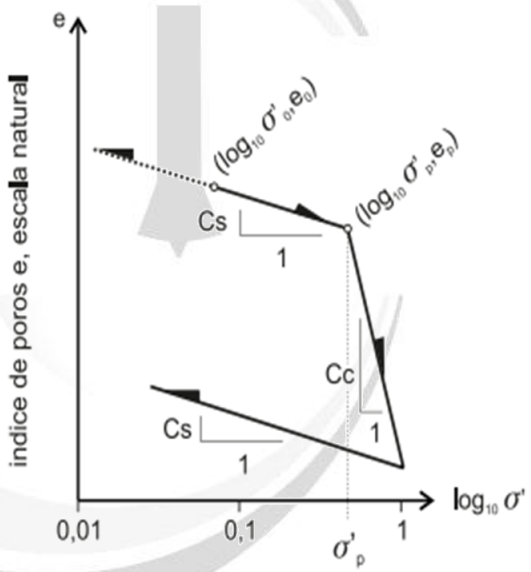
σ'v	Kg/cm2	eo
σ'0	1	1.681
σ'c	2	1.61

$$Cc = \frac{\text{e inicial- e final}}{\log(\sigma' \text{ final}/ \sigma' \text{inicial})}$$

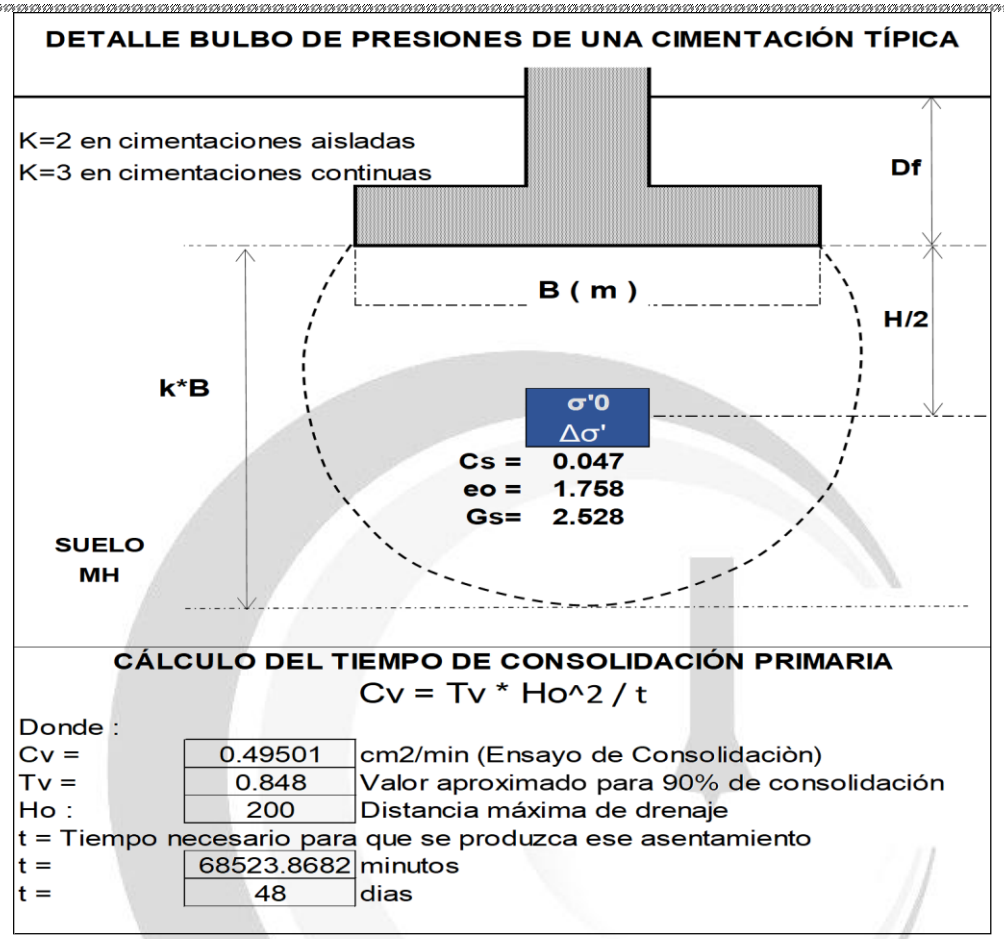
$$Cc = \frac{1.681 - 1.610}{0.301}$$

$$Cc = 0.236$$

$$Cs = \frac{1}{5} * Cc = 0.047$$



En la valoración de esfuerzos efectivos y asentamientos, se toma para las zapatas aisladas y contínuas empotradas entre 0.60 y 1.20 metros, la capacidad de carga admisible como la presión de contacto, de la manera siguiente:



CÁLCULO DEL TIEMPO DE CONSOLIDACIÓN PRIMARIA

$$Cv = Tv * Ho^2 / t$$

Donde :

Cv =	0.49501	cm2/min (Ensayo de Consolidaciòn)
Tv =	0.848	Valor aproximado para 90% de consolidación
Ho :	200	Distancia máxima de drenaje

t = Tiempo necesario para que se produzca ese asentamiento

t =	68523.8682	minutos
t =	48	dias

$$\Delta H = \frac{Cs\ H}{1+eo} \times \log\left[\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right]$$

CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA ΔH PARA LA MÁXIMA PRESIÒN DE CONTACTO ADMISIBLE DE CIMENTACIONES AISLADAS , UN SOLO ESTRATO DE SUELO COHESIVO Y PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO Df

Espesor neto del Estrato de suelo cohesivo = 6.00 metros

Df	B	L	γ	H	Cs	e0	σ'0	ΔH	qn=qadm	Z	I(m,n)	Δσ'
(m)	(m)	(m)	(KN/m³)	(m)			(KN/m²)	(m)	(KN/m²)	(m)		(KN/m²)
0.60	1.80	1.80	13.00	3.6	0.047	1.758	31.20	0.035	249.6	1.80	0.084	83.89
0.80	1.80	1.80	13.00	3.6	0.047	1.758	33.80	0.033	249.6	1.80	0.084	83.89
1.00	1.80	1.80	13.00	3.6	0.047	1.758	36.40	0.032	249.6	1.80	0.084	83.89
1.20	1.80	1.80	13.00	3.6	0.047	1.758	39.00	0.031	249.6	1.80	0.084	83.89

Aquí se calculan los asentamientos por consolidaciòn primaria que se producen en las cimentaciones propuestas variando Df cuando la presión de contacto es igual a qadm = qult/FS (KPa) tomando como referencia una carga axial de 800 KN. Los valores de asentamiento estan por debajo de los máximos admisibles recomendados en H.4.9.2. Es decir las condiciones geotécnicas del suelo de fundación son buenas, lo cual se refleja en asentamiento por consolidaciòn primaria bajos y capacidad portante media.

CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA ΔH PARA LA MÁXIMA PRESIÒN DE CONTACTO ADMISIBLE DE CIMENTACIONES CONTINUAS, UN SOLO ESTRATO DE SUELO COHESIVO Y PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO Df

Espesor neto del Estrato de suelo cohesivo = 6.00 metros

Df (m)	B (m)	L (m)	γ (KN/m³)	H (m)	Cs	eo	σ'0 (KN/m²)	ΔH (m)	qn=qadm (KN/m²)	Z (m)	I(m,n)	Δσ' (KN/m²)
0.60	1.70	2.50	13.00	5.1	0.047	1.758	40.95	0.029	192.6	2.55	0.060	46.53
0.60	1.50	3.00	13.00	4.5	0.047	1.758	37.05	0.031	192.6	2.25	0.073	56.41
0.60	1.20	3.60	13.00	3.6	0.047	1.758	31.20	0.031	192.6	1.80	0.087	67.03
0.60	0.90	4.50	13.00	2.7	0.047	1.758	25.35	0.027	192.6	1.35	0.096	73.90

Aquí se calculan los asentamientos por consolidaciòn primaria que se producen en las cimentaciones propuestas con relación L/B de 1.5,2,3 y 5 cuando la presión de contacto es igual al esfuerzo máximo admisible del suelo qadm (KPa) y con una carga axial de 800 KN. Los valores de asentamiento estan por debajo de los máximos admisibles recomendados en H.4.9.2. Es decir las condiciones geotécnicas del suelo de fundación son buenas, lo cual se refleja en asentamiento por consolidaciòn primaria bajos y capacidad portante media.

- **Asentamientos elásticos o instantáneos**

Los asentamientos inmediatos que se dan una vez se apliquen las cargas de servicio de la nueva estructura, se calculan aplicando el Método de Bowles de la manera siguiente:

Módulo de elasticidad Es a partir del valor de cohesión no drenada_Su
(Tabla 6.25_ Manual de Cimentaciones del INVIAS)

Tabla 6.25. Constantes elásticas de diferentes suelos (AASHTO, 2004)

Estimación de E_s a partir de S_u	
Arcilla blanda sensible	$400 \times S_u$ – $1000 \times S_u$
Arcilla medianamente rígida a rígida	$1500 \times S_u$ – $4000 \times S_u$
Arcilla muy rígida	$3000 \times S_u$ – $4000 \times S_u$

qu	0.200	MPa
$Su = \frac{qu}{2}$	0.100	MPa
Consistencia del suelo cohesivo	Mediana	
Es=1000*Su	100	MPa

ASENTAMIENTOS INMEDIATO EN SUELOS COHESIVOS NO SATURADOS

CASO : ZAPATA AISLADA

$$\rho_i = S_e = qB\frac{(1-\mu^2)}{E_s}\left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu}I_2\right)I_F$$

Parámetros Básicos:

qo = Carga vertical aplicada (Mpa)

Relación de Poisson,v = 0.3

$1-v^2$ = 0.91

1-2*v = 0.40

1-v = 0.70

Es = Módulo de Elasticidad del suelo (Mpa)

Factores de Influencia:

$$I_1 = \frac{1}{\pi}\left[M\ln\frac{(1+\sqrt{1+M^2})\sqrt{M^2+N^2}}{M(1+\sqrt{1+M^2+N^2})} + \ln\frac{(M+\sqrt{1+M^2})\sqrt{1+N^2}}{M+\sqrt{1+M^2+N^2}}\right] \quad [6.64]$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi}\tan^{-1}\left(\frac{M}{N\sqrt{1+M^2+N^2}}\right), \text{ donde } M=\frac{L}{B}, N=\frac{H}{B} \quad [6.65]$$

Módulo de Elasticidad del suelo cohesivo:

Es (Mpa) 100.00

Espesor del Estrato Consolidable, H= 6.00 metros

Factor de Asentamiento según Steinbrenner:

$$I_s = \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu}I_2\right) \quad [6.66]$$

GEOMETRÍA			qo (KPa)	qo (Mpa)	v	H(m)	M=L/B	N=H/B	I1	I2	Is	IF	Es (Mpa)	Se (mm)
Df (m)	B (m)	L (m)												
0.60	1.80	1.80	249.6	0.250	0.30	3.60	1.00	4.00	0.408	0.037	0.43	0.78	100.0	5
0.80	1.80	1.80	249.6	0.250	0.30	3.60	1.00	4.00	0.408	0.037	0.43	0.78	100.0	5
1.00	1.80	1.80	249.6	0.250	0.30	3.60	1.00	4.00	0.408	0.037	0.43	0.74	100.0	5
1.20	1.80	1.80	249.6	0.250	0.30	3.60	1.00	4.00	0.408	0.037	0.43	0.71	100.0	5

El Método de Bowles para el cálculo de asentamientos elásticos en suelos cohesivos no saturados se puede encontrar *en el literal 6.11.2.3.2 del Manual de Diseño de Cimentaciones Superficiales del Instituto Nacional de Vías.*

ASENTAMIENTOS INMEDIATO EN SUELOS COHESIVOS NO SATURADOS

CASO : CIMENTACIÓN CONTINUA

$$\rho_i = S_e = qB\frac{(1-\mu^2)}{E_s}\left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu}I_2\right)I_F$$

Parámetros Básicos:

qo = Carga vertical aplicada (Mpa)

Relación de Poisson,v = 0.3

$1-v^2$ = 0.91

1-2*v = 0.40

1-v = 0.70

Es = Módulo de Elasticidad del suelo (Mpa)

Factores de Influencia:

$$I_1 = \frac{1}{\pi}\left[M\ln\frac{(1+\sqrt{1+M^2})\sqrt{M^2+N^2}}{M(1+\sqrt{1+M^2+N^2})} + \ln\frac{(M+\sqrt{1+M^2})\sqrt{1+N^2}}{M+\sqrt{1+M^2+N^2}}\right] \quad [6.64]$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi}\tan^{-1}\left(\frac{M}{N\sqrt{1+M^2+N^2}}\right), \text{ donde } M=\frac{L}{B}, N=\frac{H}{B} \quad [6.65]$$

Módulo de Elasticidad del suelo cohesivo:

Es (Mpa) = 100.00

Espesor del Estrato Consolidable, H1= 15.00 metros

Factor de Asentamiento según Steinbrenner:

$$I_s = \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu}I_2\right) \quad [6.66]$$

CASO : CIMENTACIÓN CONTINUA

GEOMETRÍA			qo (KPa)	qo (Mpa)	v	H(m)	M=L/B	N=H/B	I1	I2	Is	IF	Es (Mpa)	Se (mm)
Df (m)	B (m)	L (m)												
0.6	1.70	2.50	192.60	0.193	0.30	5.10	1.47	6.00	0.520	0.04	0.54	0.87	100.0	6
0.6	1.50	3.00	192.60	0.193	0.30	4.50	2.00	6.00	0.563	0.05	0.59	0.87	100.0	5
0.6	1.20	3.60	192.60	0.193	0.30	3.60	3.00	6.00	0.585	0.06	0.62	0.87	100.0	5
0.6	0.90	4.50	192.60	0.193	0.30	2.70	5.00	6.00	0.610	0.10	0.67	0.83	100.0	3

El Método de Bowles para el cálculo de asentamientos elásticos en suelos cohesivos no saturados se puede encontrar *en el literal 6.11.2.3.2 del Manual de Diseño de Cimentaciones Superficiales del Instituto Nacional de Vías.*

- **Asentamientos por Consolidación Secundaria**

Estos no se consideran ya que cualquier suelo orgánico por debajo de las áreas de las cimentaciones debe ser removido y remplazado con un SUELO ADECUADO acorde al Artículo 610 de la Norma del Instituto Nacional de Vías 2023.

En el artículo H.4.9.2 de la Norma NSR - 2010 se establecen los límites de los asentamientos totales de la siguiente manera:

a. Para construcciones aisladas 30 cm, siempre y cuando no se afecte la funcionalidad de conducciones de servicios y accesos a la construcción.
b. Para construcciones entre medianeros 15 cm, siempre y cuando no se afecten las construcciones e instalaciones vecinas.

Los asentamientos totales son la suma de asentamientos inmediatos, por consolidación y secundarios, cuando estos últimos sean importantes.

Para las condiciones geotécnicas del presente estudio se da el caso de los asentamientos por consolidación primaria y elásticos en un estrato netamente cohesivo.

El literal H.4.2.3 de la Norma Sismo Resistente establece además que la Capacidad Admisible de diseño para toda cimentación deberá ser el menor valor entre el esfuerzo límite de falla (H.4.2.1), reducido por el Factor de Seguridad y el que produzca asentamientos iguales a los máximos permitidos según H.4.8.

Para las condiciones de este proyecto se planteó que la capacidad de carga máxima de las cimentaciones es aquella que produce un asentamiento $\Delta H \leq 5$ cm.

Se demuestra numéricamente que al tomar el esfuerzo límite de falla de las cimentaciones aisladas y contínuas, como la presión de contacto usada en la expresión para el cálculo de asentamientos por consolidación primaria e instantáneos, se obtienen valores totales de 40 y 37 mm respectivamente, que no superan el tope admisible de este proyecto, por tal motivo se concluye que las cimentaciones fallan primero por esfuerzo límite (H.4.2.1), reducidos por el Factor de Seguridad (FS=3) antes que por asentamientos.

X CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. El perfil estratigráfico indica que el suelo natural de fundación hasta los 6.0 metros de profundidad está compuesto por limos inorgánicos de alta plasticidad de tono

amarillo y café que según el Sistema Unificado de Clasificación de suelos se cataloga como MH o como un estrato A-7-5 por la Metodología AASHTO. A nivel de superficie se halla el manto de horizonte orgánico con espesores de 0.70 a 0.70 metros de grosor, que debe ser removido en la fase de descapote de las áreas a intervenir con el proyecto.

La caracterización física y mecánica de los suelos índica homogeneidad en los Pesos Unitarios Húmedos y Secos, en los Límites de Atterberg, a tal punto que los datos de las muestras se agrupan sin dispersión en la Curva S.U.C.S por debajo de la Línea A, sin importar la variación de la profundidad. Las características de gradación son propias de suelos netamente cohesivos, presentando Índices de Consistencia y porcentajes retenidos similares. Por las razones expuestas, para efectos del diseño geotécnico se considera un solo estrato de suelo netamente cohesivo sin presencia de nivel freático, y sus principales características se resumen en los siguientes cuadros:

CARACTERIZACIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE SUELO COHESIVO					
TIPO:	***LIMO INORGÁNICO DE ALTA PLASTICIDAD***				***MH***
PARÁMETRO	**VALORES**				
	Mínimo		**Máximo**		
Compresión Simple: qu	99.96	KPa	485.10	KPa	
Cohesión no drenada: Su= qu/2	49.98	KPa	242.55	KPa	
Consistencia: f(qu)	*Mediana*		*Dura*		
Peso unitario húmedo (γ)	*12.6*	KN/m3	*14.4*	KN/m3	
Peso unitario seco (γ_d)	*7.0*	KN/m3	*9.6*	KN/m3	
Ensayo SPT : N60	8	Golpes	12	Golpes	
Consistencia: f(N)	*Mediana*		*Firme*		
Límite Líquido (LL)	83.00	%	118.00	%	
Límite Plástico (LP)	45.60	%	64.3	%	
Límite Contracción (LC)	25.47	%	33.4	%	
Índice de Plasticidad (IP)	33.80	%	56.6	%	
Humedad Natural (w)	36.60	%	78.3	%	
Consistencia: f(w)	*Semisólido*		*Plástico*		
Índice de Consistencia (IC)	0.71		1.57		
Consistencia: f(IC)	*Blanda*		*Dura*		
%RET-4	0.0	%	0.0	%	
Ret 200	9.0	%	10.2	%	
Pasa 200	89.8	%	91.0	%	

DESCRIPCIÓN DEL SUELO NATURAL ENCONTRADO	
CONCEPTO	**OBSERVACIONES**
H.2.5_Suelos no cohesivos o granulares y suelos cohesivos.	En superficie se encuentra el horizonte orgánico compuesto de la cobertura vegetal y un estrato de color café que tiene espesores de 0.40 a 0760 metros. El depósito de suelo natural esta compuesto por limos inorgánicos de alta plasticidad (MH) de tonos amarillos y cafés. Estos materiales presentan propiedades físicas y mecánicas semejantes, tal es así que las parejas de puntos (LL vr IP) se agrupan por debajo de la línea A de la Carta del SUCS. No se registra presencia de nivel freático en las prospecciones a 6.0 m de profundidad, tampoco se encuentra el saprolito.
Consistencia general del suelo	Los resultados de los ensayos de compresión simple y de SPT indican que el suelo tiene una consistencia de Mediana a Firme y por los índices de plasticidad se considera de Blanda a Dura
H.9.1.3_Identificación de Suelos Expansivos	La humedad natural de los suelos limosos derivados de cenizas volcánicas es mayor que la de equilibrio, por consiguiente se descartan los procesos de hinchamiento y contracción.
H.9.2_Suelos Dispersivos o Erodables	El suelo limoso por su cohesión y por presentar un IP>15% y un Pasa200>10% no es susceptible de presentar una separación acelerada de partículas al entrar en contacto con flujos de aguas
H.9.3_Suelos Colapsables	La curva de compresibilidad no presenta una caída acelerada de la relación de vacios al aplicar las cargas, los valores normalizados de Nspt son propios de estratos densos, lo que indica que el suelo limoso no es colapsable.
Condiciones de Drenaje Superficial.	Considerando la pluviosidad de la región, se requiere diseñar y construir un sistema perimetral de alcantarillado pluvial, que permita direccionar por medio de cunetas y demas obras hidráulicas, las aguas lluvias que drenan al interior del área tributaria del proyecto de infraestructura.
H.9.4_Efectos de la vegetación	En las zonas de intervención del proyecto se prevé el descapote de un manto de suelo orgánico de color café de 0.40 a 0.70 metros de espesor.
Presencia y remoción de suelos y/o materiales de mala calidad	Una vez se realice el descapote del horizonte orgánico y se encuentre el manto de suelos limosos, se compacta la superficie del terreno con un equipo de rodillo vibratorio por el lado de la rama húmeda. La saturación pone en evidencia vetas de suelos orgánicos, raíces y basuras.
Rellenos para Estructuras de acuerdo a la Norma Invias 610_13	Por debajo de la placa de concreto primario de los recintos se debe extender y compactar una capa de RECEBO RE-75 - TIPO 2 de 0.20 m de espesor, que cumpla con los requisitos de calidad estipulados en las Tablas 610-1 y 610-2 del Artículo 610_Rellenos para estructuras de la Norma INVÍAS-2022. Este material se debe compactar por capas de 10 cm de grosor hasta alcanzar el 90% del peso unitario seco máximo de laboratorio, para ello se sugiere utilizar un equipo manual de rodillo o placa vibratoria.

2. El literal H.4.2.3 de la Norma Sismo Resistente establece que la Capacidad de Carga Admisible para diseño de toda cimentación debe ser el menor valor entre el esfuerzo límite de falla (H.4.2.1), reducido por el Factor de Seguridad y el que produzca asentamientos iguales a los máximos permitidos según H.4.8. Bajo este criterio se definen los siguientes parámetros:

CIMENTACIÓN TIPO	Df	CAPACIDAD DE CARGA (KPa)			ASENTAMIENTOS TOTALES (mm)			Kbalasto
	m	qult	qsísmico	qadm	ΔH	ρ elasticos	ΔHTOTALES	KN/m3
Aislada	0.70	748.8	499.2	249.6	35	5	40	9984
Contínua	0.70	577.80	385.20	192.6	31	6	37	7704

NOTA1: Si las cimentaciones planteadas para la edificación, tienen una presión de contacto única y equivalente a la capacidad de carga admisible, con la misma profundidad de desplante, no se van a presentar asentamientos diferenciales ni giros mas alla de los recomendados en H.4.9.3 y H.4.9.4.

NOTA2: La profundidad de desplante Df se mide a partir del nivel de piso terminado de los recintos o áreas de operación.

3. Se recomienda para el sistema estructural tipo pórticos en concreto reforzado o en estructura metálica una cimentación compuesta por **ZAPATAS AISLADAS** empotradas a una profundidad **Df entre 0.60 y 1.20 metros**, las cuales deberán estar amarradas entre sí por un sistema ortogonal de vigas que configuren anillos rectangulares en planta, de tal manera que se asegure la transmisión de las cargas al suelo en forma integral y equilibrada. El diseño busca presiones de contacto similar. Para los Muros de Mampostería o de cerramiento se recomienda el uso de **CIMENTACIONES CONTÍNUAS** con una profundidad de desplante Df entre 0.60 y 1.20 metros, las cuales se deben disponer en planta formando anillos ortogonales.
4. Todo concreto reforzado en contacto con suelo debe llevar un solado de nivelación de espesor mínimo de 50 mm en concreto de baja resistencia (17.5MPa), el cual cumple la función de garantizar la limpieza del refuerzo y del concreto al momento de la fundición a la vez que sirve como referencia de nivelación. El recubrimiento del acero de refuerzo de los elementos estructurales en contacto con el suelo debe ser mínimo de 75 mm.
5. Los valores de los coeficientes que intervienen en el cálculo de las cargas sísmicas horizontales de la edificación son los siguientes:

COEFICIENTES PARA EL CÁLCULO DE LA FUERZA CORTANTE EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA

(A . 4 . 3 . 1)

Parámetros Básicos para el Análisis Sísmico de la Edificación Título A NSR - 2010		Valor
Departamento	CAUCA	
Municipio	Timbio	
Código del Municipio según Apéndice A-4		19807
Coef. de aceleración pico efectiva del sitio del proyecto (Aa)		0.25
Coef. de velocidad pico efectiva del sitio del proyecto (Av)		0.20
Nivel de Amenaza Sísmica (A.2.3)		ALTA
A.2.4.4- Definición del Tipo de Perfil de Suelo		D
A.2.4.5.5- Coef. amplificación de la aceleración en la zona de periodos cortos,por efectos de sitio (Fa)		1.3
A.2.4.5.6- Coef. de amplificación de la aceleración en la zona de periodos intermedios (Fv)		2.0
A.2.5.1- Grupo de Uso	Estructura de Ocupación Normal	GRUPO I
Coeficiente de Importancia (I)		1

6. Queda claro que el alcance de este estudio se aplica solamente a una UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN DE CATEGORIA BAJA (hasta tres niveles en altura y cargas menores de 800 KN).

7. La información del perfil estratigráfico nos indica que el suelo en superficie está compuesto de limos inorgánicos de alta plasticidad, es decir suelos netamente cohesivos. Para determinar la estabilidad de un corte o excavación justo en el borde del lindero con las edificaciones vecinas se realiza el chequeo por Desplazamiento Lateral aplicando la Teoría Básica de Presión Activa de Tierra de Rankine recomendada en el literal H.5.1.2.3 del Reglamento NSR-2010. La ecuación permite limitar la posibilidad de desplazamiento lateral en el sitio cuando el empuje de esfuerzos horizontales es igual a cero en la profundidad de la grieta de tensión.

H.5.1.2.3_ ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES

La posibilidad de falla de fondo por cortante en suelos cohesivos se analiza con el siguiente procedimiento:

$$Pv + \sum q < Su * Nc / F_{SBM} \qquad (H.5.1\text{-}2)$$

Donde :

Resistencia a la Compresión Simple promedio del suelo cohesivo, qu= 200.0 KPa
Cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, Su = 100.0 KPa
Altura del corte temporal, Hi= 1.20 m
Peso unitario del estrato superficial de suelo, y = 13.00 KN/m3
Presión vertical total actuante en el suelo a nivel de excavación, Pv=Y*Hi = 15.6 KPa
Coeficiente de capacidad de carga, Nc = 5.14
Factor de Seguridad Mínimo de la Tabla H.2.4-1, FSBM = 1.8
Sobrecargas en la fase de construcción en la corona del talud, ∑q= 270.0 KPa
Pv + ∑q = 285.6 KPa
Su * Nc /FSBM = 285.6 KPa

Para una altura de excavación H=1.2 metros, el suelo natural admite una sobrecarga de 269.96 KPa al borde del talud, con un Factor de Seguridad de FS=1.8 por tanto no hay riesgo de inestabilidad del talud de construcción a 90°.

8. La Tabla A.6.5-1 de la Norma Sismo Resistente 2010 establece la separación sísmica mínima en la cubierta entre edificaciones colindantes que no hagan parte de la misma construcción. Las viviendas de 1 y 2 pisos no requieren de una junta constructiva. Las edificaciones de categoría baja de tres pisos con losas de entrepiso a la misma altura no requieren separación. De lo contrario se debe brindar un espacio equivalente a 0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de hn). Para mayor claridad se presenta la Tabla A.6.5-1:

Tabla A.6.5-1
Separación sísmica mínima en la cubierta entre edificaciones colindantes que no hagan parte de la misma construcción

Altura de la edificación nueva	Tipo de Colindancia		
	Existe edificación vecina que no ha dejado la separación sísmica requerida		No existe edificación vecina o la que existe ha dejado la separación sísmica requerida
	Coinciden las losas de entrepiso	No coinciden las losas de entrepiso	
1 y 2 pisos	no requiere separación	no requiere separación	no requiere separación
3 pisos	no requiere separación	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)	no requiere separación
Más de 3 pisos	0.02 veces la altura de la edificación nueva (2% de h_n)	0.03 veces la altura de la edificación nueva (3% de h_n)	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)

Notas:
1. Para obtener la separación sísmica en pisos diferentes a la cubierta se aplicará el coeficiente indicado en la Tabla multiplicado por la altura sobre el terreno del piso en particular.
2. Cuando el terreno en la colindancia sea inclinado en el sentido del paramento, o haya diferentes alturas de piso o diferentes números de pisos aéreos en la colindancia, se tomará en la edificación nueva la altura de piso, o el número de pisos aéreos que conduzca a la mayor separación sísmica.

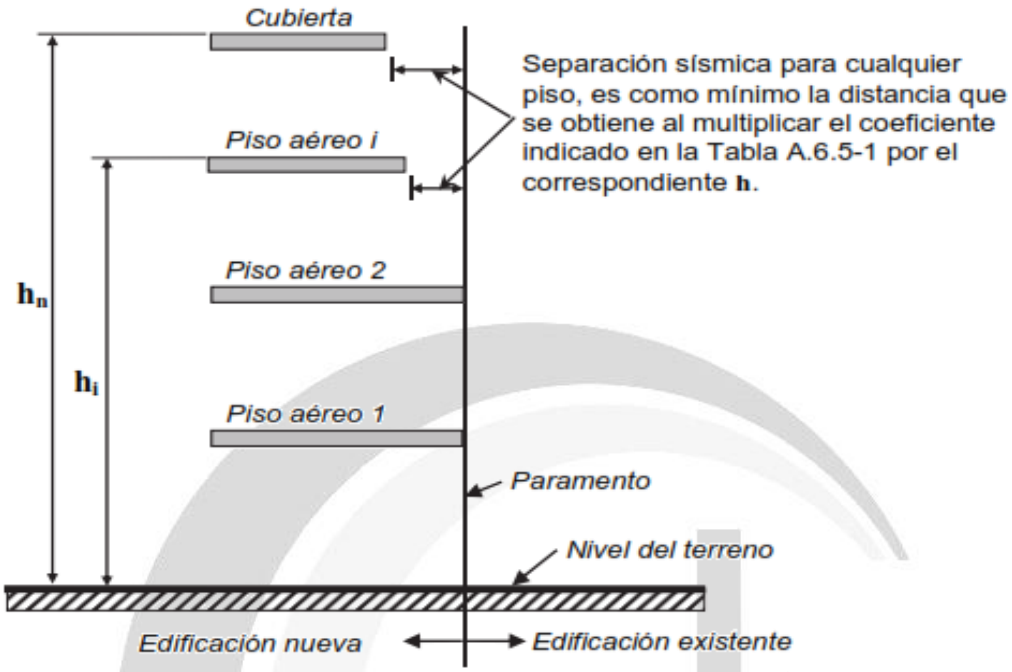


Figura A.6.5-1 — Medición de la separación sísmica (vista en elevación)

9. El proceso constructivo de la cimentación se señala a continuación:

- La comisión de topografía delimita el área a intervenir con el proyecto.
- Se realiza un descapote de 0.40 a 0.70 m de espesor, que permita la remoción de la cobertura vegetal y del suelo orgánico superficial.
- Se localizan los ejes y niveles de las instalaciones hidrosanitarias, que garantizaran el drenaje de las aguas lluvias provenientes de la cubierta y servidas del proyecto arquitectónico, así como de las acometidas eléctricas y se procede a su construcción. Para el relleno de las zanjas, se deben usar suelos adecuados que cumplan las siguientes especificaciones:

ARTÍCULO 610 _ RELLENOS PARA ESTRUCTURAS NORMA INVIAS 2022

CARACTERÍSTICA	NORMA DE ENSAYO INV.	SUELOS SELECCIONADOS	SUELOS ADECUADOS	SUELOS TOLERABLES
Tamaño máximo,mm	E-123	100	100	150
Porcentaje que pase el tamiz de 2 mm(N°10) en masa máximo	E-123	80	80	
Porcentaje que pase el tamiz de 0.425 mm (N°40) en masa máximo	E-123	75	-	
Porcentaje que pase el tamiz de N°200 en masa máximo	E-123	25	35	
Contenido máximo de materia orgánica (%)	E-121	0.2	1	2
Límite líquido, máximo (%)	E-125	30	40	65
Indice de plasticidad, máximo (%)	E-126	10	Si LL>40% el IP>4%	Si LL>40% el IP>0.73*(LL-20%)
CBR de laboratorio inmersión a 4 dias, mínimo (%) y expansión máxima (%)	E-148	5 (%exp=0)	5 (%exp<2)	5 (%exp<2)
Expansión libre en edómetro,máxima (%)	ASTM D4546		2	3
Índice de colapso, máximo (%)	E-157	0	0	1
Contenido de sales solubles, máximo (%)	E-158	0.2	0.2	1

- Los suelos remanentes de las excavaciones se deben acarrear y disponer en un sitio autorizado, que cumpla con las normatividades ambientales y directrices estipuladas por la Corporación Autónoma Regional del Cauca –CRC-.

- Se ubican los ejes de las cimentaciones interiores y las cuadrillas de obreros realizan la excavación manual de las profundidades de desplante Df, señaladas en los planos estructurales y 0.05 m adicionales para la colocación de los solados de nivelación. Luego se siguen los procedimientos normales de amarre de aceros y fundición en concreto. El recubrimiento mínimo de aceros debe ser de 75 mm.
- Por debajo de la placa de contrapiso de los recintos y demás pisos duros, se debe colocar un mejoramiento en RECEBO TIPO 2 RE-75 de al menos 0.20 metros de

espesor, este material se debe extender y compactar en dos capas de 10 cm de grosor hasta alcanzar una energía equivalente al 95% del peso unitario seco máximo de laboratorio.

Tabla 610 – 2. Franjas granulométricas para material de recebo

Tipo de gradación	Tamiz (mm / U.S *Standard*)				
	75	38	25,0	4,75	0,075
	3 Pulgadas	1 ½ Pulgadas	1 Pulgada	Nro. 4	Nro. 200
	Pasa tamiz (%)				
RE-75	100	-	70 – 100	30 – 75	5 – 30
RE-38	-	100	70 – 100	30 – 75	5 – 30

Tabla 610 – 1. Requisitos para material de recebo

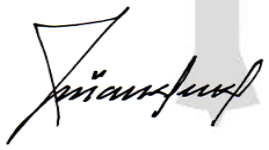
Característica	Norma de ensayo	Requisito	
		Recebo tipo 1	Recebo tipo 2
Dureza (O)			
Desgaste en la máquina de los Ángeles (Gradación A), máximo (%) - Quinientas (500) revoluciones (%)	INV E-218	50	65
Limpieza (F)			
Límite líquido, máximo (%)	INV E-125	45	45
Índice de plasticidad, máximo (%)	INV E-125 e INV E-126	10	12
Contenido de materia orgánica, máximo (%)	INV E-121 / UNE 103204	1,0	1,0
Expansión en prueba CBR, máximo (%) (Nota)	INV E-148	2,0	2,0
Resistencia del material (F)			
CBR de laboratorio, mínimo (%) (Nota)	INV E-148	10	10
Expansión en prueba CBR, máximo (%) (Nota)	INV E-148	2,0	2,0

Nota: los valores de CBR y expansión indicados en estos requisitos están asociados al grado de compactación mínimo especificado (numeral 610.5.2.2.1); el CBR y la expansión se deben medir sobre muestras sometidas previamente a cuatro días (4 d) de inmersión.

- Los elementos que componen la estructura de cimentación deben fundirse de forma monolítica. Por esto se debe prever toda la logística relacionada con el volumen y suministro oportuno, idoneidad del personal y equipos de extensión y vibrado debidamente calibrados y con un equipo de relevo en caso de daño.

- Para evitar fisuras en las placas en concreto simple que sirven de piso primario o andenes, por efecto de los esfuerzos de alabeo y por los cambios de temperatura, se recomienda que las losas trabajen por trabazón de agregados, con una longitud equivalente al 25% del espesor tomado en centímetros, es decir L (m) < 0.25 H (cm).

10. Las recomendaciones del presente estudio técnico se ajustan a los registros de perforación y a los cálculos teóricos. Si durante la etapa de construcción del proyecto se encuentran condiciones no previstas en el análisis técnico, se solicita se comunique de manera oportuna la novedad para realizar los ajustes pertinentes.



Ing. JOSÉ ANDRÉS MARTÍNEZ DORADO
MAT. 19202-81425 DEL COPNIA
CC.76.326.139 POPAYÁN

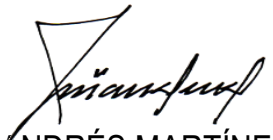
MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD
INGENIERO CONSULTOR

El Ingeniero Civil Especialista en Geotecnia JOSÉ ANDRÉS MARTÍNEZ DORADO identificado con C.C. 76,326,139 de Popayan y matricula profesional No.19202-81425 CAUCA del Copnia, se responsabiliza por la elaboración del presente documento técnico conforme a lo establecido en la Ley 400 de 1997, Artículo _ 28 " Experiencia del Ingeniero en Geotecnia " (Título H.1. Literal H.1.1.21 _ Firma de los Estudios), de tal manera que se exonera a las autoridades Municipales, de toda situación civil o penal inherente a una eventualidad que pudiera darse en el proyecto al que hace referencia este estudio (Ley 400 de 1997, Título III, Capítulo I, Artículos 5 y 6 : Responsabilidad de los diseños).

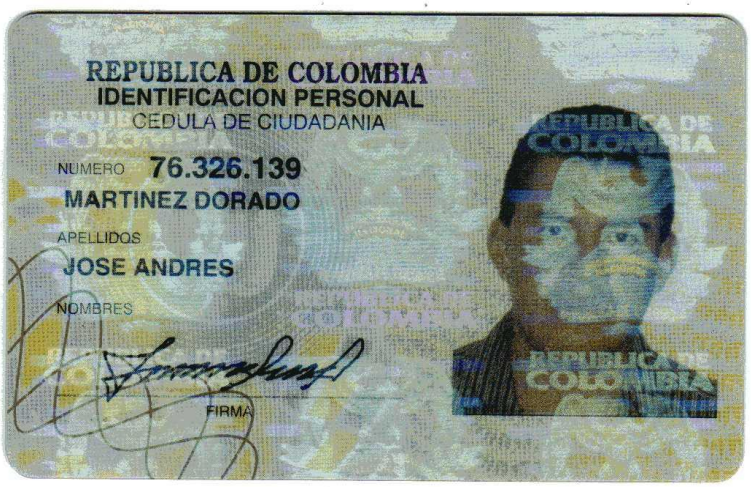
De igual manera certifico que los protocolos utilizados en la valoración geotécnica se ajustan al Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR–10, a los Manuales de Diseño de Cimentaciones y de Especificaciones de Construcción del Instituto Nacional de Vías - INVIAS, la Ley 1229 de 2008 y demás decretos reglamentarios.

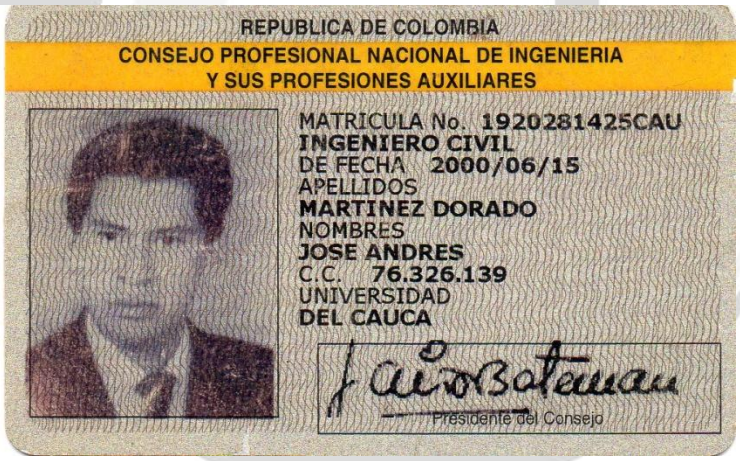
Para constancia se presentan a continuación los datos de identificación del proyecto, con fecha Diciembre de 2025:

Modalidad	Unidad de Construcción de Categoría Baja
Nombre del proyecto	Proyecto de implementación de una planta solar fotovoltaica
Dirección	Lote #2 - Barrio Boyacá - Municipio de Timbio - Departamento del Cauca
Consultor	Alcaldía Municipal de Timbio - R.L. Sr. Alcalde: Jhonny Alejandro Muñoz Gutierrez



Ing. JOSÉ ANDRÉS MARTÍNEZ DORADO
M.P. 19202-81425 CAUCA DEL COPNIA
C.C. 76.326.139 POPAYAN
ing.jamdhg@gmail.com
Cel: 311 363 8787





JOSÉ ANDRÉS MARTÍNEZ DORADO
INGENIERO CIVIL M.P. 19202 - 81425 CAUCA
C.C. 76.326.139 DE POPAYÁN
Cel 311 363 8787

REPÚBLICA DE COLOMBIA
COPNIA
Consejo Profesional Nacional de Ingeniería

Certificado de vigencia y antecedentes disciplinarios
CVAD-2025-3680680

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA
COPNIA

EL DIRECTOR GENERAL ENCARGADO

CERTIFICA:

1. Que JOSE ANDRES MARTINEZ DORADO, identificado(a) con CEDULA DE CIUDADANIA 76326139, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 19202-81425 desde el 15 de Junio de 2000, otorgado(a) mediante Resolución Nacional 1946.

2. Que el(la) MATRICULA PROFESIONAL es la autorización que expide el Estado para que el titular ejerza su profesión en todo el territorio de la República de Colombia, de conformidad con lo dispuesto en la Ley 842 de 2003.

3. Que el(la) referido(a) MATRICULA PROFESIONAL se encuentra **VIGENTE**

4. Que el profesional no tiene antecedentes disciplinarios ético-profesionales.

5. Que la presente certificación se expide en Bogotá, D.C., a los doce (12) días del mes de Junio del año dos mil veinticinco (2025).

Angela Patricia Alvarez Ledesma

Firmal del titular (*)

(*)Con el fin de verificar que el titular autoriza su participación en procesos estatales de selección de contratistas. La falta de firma del titular no invalida el Certificado
El presente es un documento público expedido electrónicamente con firma digital que garantiza su plena validez jurídica y probatoria según lo establecido en la Ley 527 de 1999. Para verificar la firma digital, consulte las propiedades del documento original en formato .pdf.
Para verificar la integridad e inalterabilidad del presente documento consulte en el sitio web https://tramites.copnia.gov.co/Copnia_Microsite/CertificateOfGoodStanding/CertificateOfGoodStandingStart indicado el número del certificado que se encuentra en la esquina superior derecha de este documento.

Universidad de Nariño
SECRETARÍA GENERAL

ACTA DE GRADO No 0520567

En la ciudad de Pasto el día 13 de Junio de 2020, el doctor CARLOS SOLARTE PORTILLA, Rector de la Universidad de Nariño y el Doctor JAIME HERNAN CABRERA ERASO, Secretario General, teniendo en cuenta que :

PLANTA SOLAR FOTOVOLTAICA – TIMBIO (CAUCA)
JOSÉ ANDRÉS MARTÍNEZ DORADO

Identificado con cédula de ciudadanía No. 76326139 de POPAYÁN, cursó y aprobó con la intensidad y extensión requeridas, los estudios del Programa Académico y una vez cumplidos los requisitos de grado legales y estatutarios para obtener el título de :

ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

De conformidad con la Resolución Rectoral Número 693 del 02 de Junio de 2020, la Universidad de Nariño le confiere el título mencionado.

El Programa cuyo título se otorgó, se encuentra registrado en el Servicio Nacional de información bajo el número 106829.

En fe de lo anterior se firma la presente Acta de Grado que se entrega en forma virtual.

(FDO) CARLOS SOLARTE PORTILLA, RECTOR
(FDO) JAIME HERNAN CABRERA ERASO, SECRETARIO GENERAL

Es fiel copia de su original

JAIME HERNAN CABRERA ERASO
SECRETARIO GENERAL

MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD
GEOTECNOLOGO

El suscrito Geotecnologo Luis Enrique Tobar Plaza con matricula profesional No: 19516-009060 Cauca del Copnia, se hace responsable por la elaboración de los Ensayos de Laboratorio del presente Estudio Geotécnico y certifica que la información se ajusta a las Normas Ténicas Colombianas NTC con certificación ICONTEC y de la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales, ASTM, las cuales forman parte integral del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-Resistente NSR-2010.

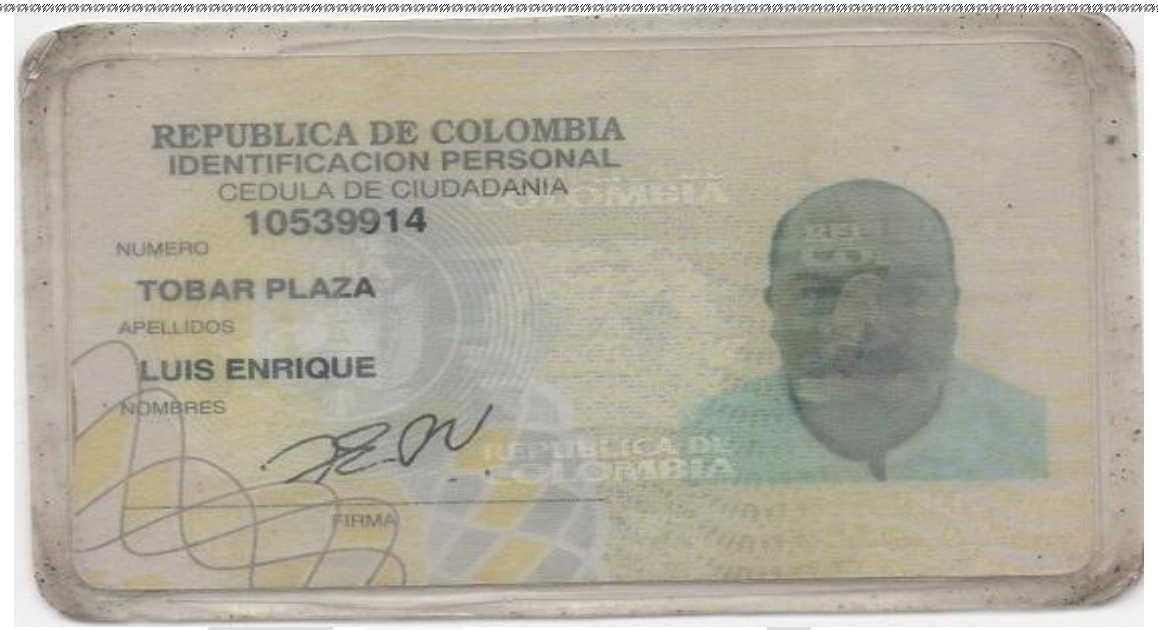
Para constancia se presentan a continuación los datos de identificación del proyecto, con fecha Diciembre de 2025:

Modalidad	Unidad de Construcción de Categoría Baja
Nombre del proyecto	Proyecto de implementación de una planta solar fotovoltaica
Dirección	Lote #2 - Barrio Boyacá - Municipio de Timbio - Departamento del Cauca
Consultor	Alcaldía Municipal de Timbio - R.L. Sr. Alcalde: Jhonny Alejandro Muñoz Gutierrez

Atentamente



LUIS ENRÍQUE TOBAR PLAZA
GEOTECNOLOGO M.P. 19516009060 CAU
C.C. 10.539.914 DE POPAYÁN


REPUBLICA DE COLOMBIA
IDENTIFICACION PERSONAL
CEDULA DE CIUDADANIA
10539914
NUMERO
TOBAR PLAZA
APELLIDOS
LUIS ENRIQUE
NOMBRES
FIRMA


REPUBLICA DE COLOMBIA
CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERIA
COPNIA
CERTIFICADO DE INSCRIPCION
PROFESIONAL AUXILIAR No.
19516009060CAU
GEOTECNOLOGO
DE FECHA 27/11/2008
LUIS ENRIQUE
TOBAR PLAZA
C.C. 10539914
UNIVERSIDAD DEL CAUCA
PRESIDENTE DEL CONSEJO

XI ENSAYOS DE LABORATORIO Y REGISTRO DE PERFORACIÓN

XII REGISTROS FOTOGRÁFICOS

XIII LOCALIZACIÓN DE SONDEOS